

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉVALUATION DE LA CAPACITÉ DE DÉVIATION LATÉRALE DE LA COUCHE DE  
CONTRÔLE DES ÉCOULEMENTS D'EAU DANS UN MODÈLE PHYSIQUE AU  
LABORATOIRE

ABDELJALIL AIT KHOUIA

DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUE ET DES MINES

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION

DU DIPLÔME DE MAÎTRISE ÈS SCIENCES APPLIQUÉES

(GÉNIE MINÉRAL)

NOVEMBRE 2018

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

UNIVERSITÉ DU QUÉBEC EN ABITIBI-TÉMISCAMINGUE

Ce mémoire intitulé :

ÉVALUATION DE LA CAPACITÉ DE DÉVIATION LATÉRALE DE LA COUCHE DE  
CONTRÔLE DES ÉCOULEMENTS D'EAU DANS UN MODÈLE PHYSIQUE AU  
LABORATOIRE

Présenté par : AIT KHOUIA Abdeljalil

en vue de l'obtention du diplôme de : maîtrise ès sciences appliquées

a été dûment accepté par le jury d'examen constitué de :

M ZAGURY, Gérard, Ph. D., président

M MAQSoud, Abdelkadir, Ph. D., membre et directeur de recherche

M BUSSIÈRE, Bruno, Ph. D., membre et codirecteur de recherche

M BELEM, Tikou, Ph. D. membre

## DÉDICACE

*Au dieu le plus grand et tout puissant.*

*A vous mes parents Fatima HILALI et Mohamed AIT KHOUIA pour votre présence éternelle,  
voilà le fruit de vos sacrifices.*

*À vous mes frères Yassine et Mohamed amine et mes chères sœurs Ilham et ma petite adorable  
Wissal pour votre chaleur et votre encouragement. Je suis content de vous avoir dans ma vie.*

*À tous mes amis. Merci pour tout ce que vous avez fait pour moi.*

## REMERCIEMENTS

Je tiens à remercier sincèrement mon directeur de recherche, le professeur Abdelkadir Maqsoud pour sa disponibilité, son bon encadrement durant toute la période de mon projet et pour ses conseils et son inspiration à trouver des solutions pour tous les défis rencontrés.

Je tiens également à remercier du fond de cœur mon co-directeur le professeur Bruno Bussière pour sa présence le long des différentes étapes de la réalisation de ce projet et pour ses recommandations précieuses.

Je profite de l'opportunité pour exprimer ma profonde gratitude à l'institut de recherche en mine et environnement UQAT-Polytechnique de Montréal et surtout au professeur de l'UQAT qui m'ont enseigné durant cette période et qui m'ont appris plusieurs choses de domaine minier.

J'adresse mes chaleureux remerciements à toute l'équipe technique de l'URSTM, particulièrement à Alain Perreault, Yvan Poirier, Patrick Bemèche, Joël Beauregard et Bruno Bossé pour leur précieuse aide pendant mes travaux et essais au laboratoire.

Un grand merci à tous mes collègues et amis étudiants de l'IRME pour leur soutien: Yassine Taha, Mohamed Edahbi, Hamza Berrouch, Abdellatif Elghali, Emma Charbonneau, Chloé Larochelle et Jihane Knidiri.

Je remercie toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

## RÉSUMÉ

L'exploitation minière génère de grandes quantités de rejets miniers (stériles miniers, résidus etc.). Certains de ces rejets miniers peuvent avoir un impact sur l'environnement : DMA ou DNC. Différentes techniques ont été élaborées pour la restauration des sites miniers telles que les couvertures avec effet de barrière capillaire (CEBC), le recouvrement monocouche avec nappe phréatique surélevée, etc. Ces techniques ont été largement utilisées pour la restauration des parcs à résidus. Dans le cas de stériles miniers, en raison des configurations des haldes, les techniques de restauration doivent être adaptées, et dans cette perspective une approche alternative a été proposée. Elle consiste à installer des couches de matériau fin au sein de la halde ayant une grande conductivité hydraulique saturée avec une inclinaison minimale. Ces couches fines ont pour but de dévier l'eau en suivant la pente et limiter les infiltrations d'eau dans les stériles. Cette nouvelle technique est appelée couche de contrôle des écoulements (CCE).

L'étude présentée dans ce mémoire a pour but d'évaluer la capacité de la CCE à dévier l'eau en utilisant les effets de barrière capillaire. Les performances de cette méthode ont été testées à l'aide d'un modèle physique au laboratoire suivi d'une modélisation numérique. Cette étude consiste à comprendre les mécanismes fondamentaux de l'écoulement d'eau dans les barrières capillaires inclinées ainsi que les paramètres contrôlant la longueur de déviation latérale.

La barrière capillaire formée d'un sable fin déposé sur des stériles miniers non générateurs d'acide, a été testée sous différentes conditions : différentes inclinaisons ( $0^\circ$ ,  $3^\circ$ ,  $10^\circ$  et  $20^\circ$ ), différentes épaisseurs de la couche de sable (25, 50 et 75 cm) et différentes intensités des précipitations. Les résultats issus de la modélisation physique au laboratoire ont permis de statuer sur le degré d'influence de ces paramètres.

Les essais effectués au laboratoire ont montré que l'épaisseur de la couche de sable a un impact direct sur la performance de la barrière capillaire : le degré d'influence de ce paramètre est moins prononcé que celui des autres paramètres (inclinaison et taux de précipitations). En effet, plus la couche est épaisse plus la déviation latérale est importante. En outre, l'augmentation de l'inclinaison du système a un effet majeur sur la capacité de déviation latérale de la barrière capillaire. Une pente plus grande augmente davantage la quantité d'eau déviée latéralement par la barrière capillaire et par conséquent, la longueur de bris capillaire. Par contre, l'augmentation de l'intensité des précipitations est jugée être le paramètre le plus influant sur la capacité de déviation

latérale. En augmentant le taux des précipitations, la quantité d'eau qui s'infiltre dans la couche de stériles devient plus importante que la quantité transportée le long de la couche de sable et l'effet d'écoulement gravitaire est beaucoup plus prononcé que la déviation. Cet effet est dû à la différence dans les propriétés hydriques des deux matériaux qui contrôlent la force des effets de barrière capillaire créés le long de l'interface des deux matériaux. Le calcul de la longueur de déviation latérale a démontré que le taux des précipitations appliqué a un impact direct sur la capacité de déviation du système. Plus le taux de précipitations est important plus la capacité de déviation diminue et la longueur de déviation latérale est petite.

Des simulations numériques ont été réalisées dans le but de reproduire les essais expérimentaux à l'aide de code SEEP/W 2016. La comparaison entre les résultats expérimentaux et ceux de la simulation a démontré que le modèle numérique reproduit d'une façon raisonnable le comportement global de la CCE. Le bon calage des deux modèles, physique et numérique, a permis de faire des extrapolations à grande échelle et de simuler le cas d'une CCE installée dans une halde à stériles avec des dimensions réelles.

## ABSTRACT

Mining industry generates large quantities of waste (mine waste, tailings, etc.). Some of these mine wastes can have an impact on the environment: DMA or DNC. Various techniques have been developed for the reclamation of mining sites such as cover with capillary barrier effect (CCBE), monolayer recovery with an elevated water table, etc. These techniques have been widely used for the reclamation of mine site. In the case of mine waste rock, because of the configurations of the dumps, the reclamation techniques must be adapted, and in this perspective an alternative approach has been proposed. It consists of installing layers of finer material over of the waste rock pile having a high saturated hydraulic conductivity with a minimum inclination. These finer layers allow deviating the water along the slope and limiting water infiltration into the waste rock. This new technique is called Flow Control Layer (FCL).

The purpose of the study presented in this master thesis was to assess the ability of the FCL to deviate water using capillary barrier effects. The performances of this method were tested using a physical model in the lab followed by numerical modeling. This study consists of understanding the fundamental mechanisms of water flow in inclined capillary barriers as well as the parameters controlling the length of lateral deviation.

The capillary barrier effect developed by placing a finer sandy layer on non-acid generating waste rock, was tested under different conditions: variation of the inclination ( $0^\circ$ ,  $3^\circ$ ,  $10^\circ$  and  $20^\circ$ ), different thicknesses of the layer of sand (25, 50 and 75 cm) and different intensities of precipitation. The results from the physical modeling in the laboratory allowed to evaluate the impact of different tested parameters on the cover performance.

Laboratory tests have approved that the thickness of the sand layer has a direct impact on the performance of the capillary barrier; the degree of influence of this parameter is less pronounced compared to the other parameters (inclination and precipitation rate). Indeed, the thicker the layer is than the lateral deviation is important. In addition, increasing the inclination of the system has a major effect on the lateral deviation capacity of the capillary barrier. A larger slope further increases the amount of water laterally deflected by the capillary barrier and hence the effective length deviation capacity of the cover. On the other hand, the increase in precipitation intensity is considered the most influential parameter on lateral deviation capacity. By increasing the rate of precipitation, the amount of water that infiltrates the waste rock becomes larger than the amount

carried along the sand layer and the gravitational flow effect is much more pronounced than the deviation. This effect is due to the difference in the hydraulic properties of the two materials that control the strength of the capillary barrier effects created along the interface of the two materials. The calculation of the lateral deviation length show that the used precipitation rate has a direct impact on the deviation capacity of the cover. More than applied recharge rate is significant less than the deviation capacity is important and the length of lateral deviation is small.

Numerical simulations were performed to reproduce the experimental tests using SEEP/W 2016. The comparison between the experimental and the simulation results showed that the numerical model reproduces the behavior of the FCL in a reasonable way. The good fit of the two physical and numerical models has allowed to extrapolate on a large scale and to simulate the case of a FCL installed in a waste rock pile with real dimensions.



## TABLE DES MATIÈRES

DEDICACE.....	III
REMERCIEMENTS .....	4
RESUME.....	5
ABSTRACT .....	7
TABLE DES MATIERES .....	9
LISTE DES TABLEAUX.....	XII
LISTE DES FIGURES .....	XV
LISTE DES SIGLES ET ABREVIATIONS .....	XXI
LISTE DES ANNEXES .....	XXIV
CHAPITRE 1 : INTRODUCTION .....	1
1.1 DMA et méthodes de contrôle.....	2
1.1.1 Source et formation du DMA .....	2
1.1.2 Principales méthodes de contrôle du DMA.....	4
1.2 Propriétés des haldes à stériles .....	7
1.3 Contexte, hypothèses de recherche et objectifs du projet.....	8
1.4 Contenu et structure du mémoire .....	11
CHAPITRE 2 : REVUE DE LITTÉRATURE .....	13
2.1. Écoulement d'eau en milieu poreux non saturé .....	13
2.1.1. Notions d'écoulement d'eau .....	13
2.1.2. Courbe de rétention d'eau.....	15
2.1.3. Fonction de perméabilité .....	21
2.2. Effets de barrière capillaire sur l'écoulement de l'eau 1D .....	24
2.3. Effets de barrière capillaire sur l'écoulement de l'eau 2D : limite de bas de pente et capacité de déviation latérale.....	26

2.4.	Solutions analytiques pour évaluer la capacité de déviation .....	28
2.5.	Modélisation numérique .....	30
2.6.	Modélisation physique des barrières capillaires au laboratoire et travaux antérieurs .....	35
2.7.	Synthèse des modèles physiques expérimentaux au laboratoire .....	44
CHAPITRE 3 : MATÉRIELS ET MÉTHODES .....		46
3.1.	Méthodes de caractérisation .....	47
3.1.1	Estimation des quantités des matériaux et échantillonnage .....	47
3.1.2	Analyse granulométrique.....	49
3.1.3	Densité des solides ( $G_s$ ).....	50
3.1.4	Masse volumique sèche, indice des vides et porosité ( $\rho_d$ , $e$ et $n$ ).....	51
3.1.5	Conductivité hydraulique saturée ( $k_{sat}$ ) .....	51
3.1.6	Courbe de rétention d'eau (CRE) .....	54
3.1.7	Courbe de conductivité hydraulique non saturée ( $k_u$ ) .....	55
3.1.8	Étude de l'érosion interne et vérification du critère de filtre des matériaux. ....	55
3.2.	Résultats de la caractérisation .....	61
3.2.1.	Analyse granulométrique.....	62
3.2.2.	Étude d'érosion interne et critère du filtre.....	63
3.2.3.	Densité des solides ( $G_s$ ).....	66
3.2.4.	Masse volumique sèche, indice des vides et porosité ( $\rho_d$ , $e$ et $n$ ).....	66
3.2.5.	Conductivité hydraulique saturée ( $k_{sat}$ ) .....	67
3.2.6.	Courbe de rétention d'eau (CRE) .....	68
3.2.7.	Courbes de conductivité hydraulique non saturé ( $k_u$ ).....	71
3.3.	Dispositif expérimental et matériels utilisés.....	73
3.3.1	Dispositif expérimental .....	73

3.3.2	Simulateur de pluie.....	74
3.3.3	Instruments de mesure.....	77
3.3.4	Montage du modèle.....	80
3.4.	Scénarios de modélisation physique au laboratoire et de simulation numérique.....	82
CHAPITRE 4 RÉSULTATS DE LA MODÉLISATION PHYSIQUE AU LABORATOIRE.....		86
4.1.	CCE d’une épaisseur de 25 cm.....	87
4.2.	50 cm d’épaisseur de la CCE.....	98
4.3.	75 cm d’épaisseur de la CCE.....	108
CHAPITRE 5 DISCUSSION DES RESULTATS ET MODELISATION NUMERIQUE.....		121
5.1.	Discussion des résultats.....	121
5.1.1.	Modèle physique horizontal.....	121
5.1.2.	Modèle physique incliné.....	125
5.1.2.1.	Effet de la pente.....	125
5.1.2.2.	Effet de l’épaisseur de la CCE.....	126
5.1.2.3.	Effet de l’intensité de précipitation.....	128
5.1.3.	Discussion de la capacité de déviation latérale.....	129
5.2.	Modélisation numérique.....	133
5.3.	Modélisation numérique et extrapolation à grande échelle.....	141
CHAPITRE 6 : CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS.....		149
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....		152
Annexe ..		166

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2- 1 : Résumé des principales caractéristiques du logiciel SEEP/W (adapté de Bussière, 1999; Bussière et al., 2003; GEO-SLOPE, 2016) .....	35
Tableau 2- 2 : Dimensions des modèles physiques utilisés dans les travaux antérieurs .....	44
Tableau 3- 1 : Quantités nécessaires pour le montage du dispositif .....	48
Tableau 3- 2 : Classification de la stabilité interne selon Istomina (1957) .....	58
Tableau 3- 3 : Paramètres granulométriques des matériaux à l�tude.....	63
Tableau 3- 4 : Paramètres granulométriques des deux matériaux.....	63
Tableau 3- 5 : Calcul de critère granulométrique de Kezdi (1979) pour les deux matériaux .....	64
Tableau 3- 6 : Calcul de $h' = D_{90}/D_{60}$ et $h'' = D_{90}/D_{15}$ .....	65
Tableau 3- 7 : Diamètres caractéristique de la courbe granulométrique des stériles .....	66
Tableau 3- 8 : Les valeurs de $\rho_d$ , $n$ et $e$ des deux matériaux .....	67
Tableau 3- 9 : Conductivité hydraulique saturée des stériles et de sable fin .....	67
Tableau 3- 10 : Taux de précipitations en fonction de l'ouverture de la valve .....	77
Tableau 3- 11 : Taux de précipitations à appliquer .....	77
Tableau 3- 12 : Porosité et indice des vides des matériaux après montage du modèle.....	81
Tableau 4- 1 : Exemple de mesures de succion dans les différentes couches du modèle	87
Tableau 4- 2 : Variation des teneurs en eau volumique en mouillage et en drainage dans le cas de recouvrement de 25 cm de sable et une inclinaison de 0�	89
Tableau 4- 3 : Variation des teneurs en eau volumique en mouillage et en drainage dans le cas de recouvrement de 25 cm de sable et une inclinaison de 3�	91

Tableau 4- 4 : Variation des teneurs en eau volumique en mouillage et en drainage dans le cas de recouvrement de 25 cm de sable et une inclinaison de 10°	94
Tableau 4- 5 : Variation des teneurs en eau volumiques en mouillage et en drainage dans le cas de recouvrement de 25 cm de sable et une inclinaison de 20°	97
Tableau 4- 6 : Variation des teneurs en eau volumique en mouillage et en drainage dans le cas de recouvrement de 50 cm de sable et une inclinaison de 0°	100
Tableau 4- 7 : Variation des teneurs en eau volumiques en mouillage et en drainage dans le cas de recouvrement de 50 cm de sable et une inclinaison de 3°	102
Tableau 4- 8 : Variation des teneurs en eau volumiques en mouillage et en drainage dans le cas de recouvrement de 50 cm de sable et une inclinaison de 10°	104
Tableau 4- 9 : Variation des teneurs en eau volumiques en mouillage et en drainage dans le cas de recouvrement de 50 cm de sable et une inclinaison de 20°	107
Tableau 4- 10 : Variation des teneurs en eau volumiques en mouillage et en drainage dans le cas de recouvrement de 75 cm de sable et une inclinaison de 0°	110
Tableau 4- 11 : Variation des teneurs en eau volumiques en mouillage et en drainage dans le cas de recouvrement de 75 cm de sable et une inclinaison de 3°	113
Tableau 4- 12 : Variation des teneurs en eau volumiques en mouillage et en drainage dans le cas de recouvrement de 75 cm de sable et une inclinaison de 10°	116
Tableau 4- 13 : Variation des teneurs en eau volumiques en mouillage et en drainage dans le cas de recouvrement de 75 cm de sable et une inclinaison de 20°	119
Tableau 5- 1 : Pourcentage de stockage $\Delta s$ en fonction de l'épaisseur .....	123
Tableau 5- 2 : Effet de l'inclinaison sur la capacité de déviation latérale : Taux de percolation (%) en fonction de la localisation du point de récupération.....	130
Tableau 5- 3: Effet de l'épaisseur de la couche de sable sur la capacité de déviation latérale : Taux de percolation en fonction de la localisation du point de récupération .....	131
Tableau 5- 4: Effet de taux de précipitation sur la capacité de déviation latérale.....	132

Tableau B- 1: Variations des suctions dans les différentes couches du modèle pour le cas de 25 cm et 0° d'inclinaison .....	169
Tableau B- 2: Variations des suctions dans les différentes couches du modèle pour le cas de 25 cm et 3° d'inclinaison .....	169
Tableau B- 3: Variations des suctions dans les différentes couches du modèle pour le cas de 25 cm et 10° d'inclinaison .....	169
Tableau B- 4: Variations des suctions dans les différentes couches du modèle pour le cas de 25 cm et 20° d'inclinaison .....	170

## LISTE DES FIGURES

Figure 1- 1 : Étapes de la formation du DMA (d'après Kleinman et al. 1981 et Aubertin et al. 2002)	3
Figure 1- 2 : Principe de fonctionnement de la CCE (Aubertin et al. 2005)	9
Figure 1- 3 : Évaluation de la performance de la CCE à l'échelle de terrain	10
Figure 2- 1 : Volume élémentaire du sol (adapté de Hillel, 1980; tiré de Bussière, 1999)	14
Figure 2- 2 : Courbe de rétention d'eau (adapté de Aubertin et al. 1995)	16
Figure 2- 3 : Mécanismes invoqués pour l'hystérésis des courbes de rétention d'eau (Delage et Cui, 2000)	20
Figure 2- 4 : Courbes en mouillage et en drainage (Maqsoud et al. 2006)	20
Figure 2- 5 : Courbes de conductivité hydraulique non-saturée typiques d'un silt et d'un sable (adapté de Aubertin et al. 1995)	22
Figure 2- 6 : CRE et fonction de la conductivité hydraulique non saturée du sable et du silt (Adapté de Aubertin et al 2002)	25
Figure 2- 7 : Écoulement d'eau dans une barrière capillaire inclinée, rupture de bris capillaire et localisation de point DDL (Knidiri, 2015 adapté de Bussière, 1999)	27
Figure 2- 8 : Dispositif expérimental de Bussière (1999)	36
Figure 2- 9 : Dispositif expérimental de Kampf et al. (2003)	37
Figure 2- 10 : Dispositif expérimental de Tami et al. (2004)	39
Figure 2- 11 : Photo de dispositif expérimental, b schéma de dispositif et les instruments de mesure de Qian et al. (2009)	40
Figure 2- 12 : Modèle physique de Andrina et al. (2009)	41
Figure 2- 13 : Modèle physique et instruments de mesure de Charles et al. (2014)	42
Figure 2- 14 : Modèle physique de Sawada et al. (2017)	43

Figure 3- 1 : Méthodologie d'étude .....	46
Figure 3- 2 : Échantillonnage des stériles miniers .....	48
Figure 3- 3 : Homogénéisation des stériles par quartage .....	49
Figure 3- 4: Colonne pour la mesure de la CRE .....	55
Figure 3- 5 : Représentation des paramètres utilisés dans la méthode de Kezdi (1979) .....	59
Figure 3- 6 : Courbes granulométriques analysées par Lafleur (1989) .....	59
Figure 3- 7 : Critère d'érosion de Burenkuva(1993) .....	60
Figure 3- 8 : Courbes granulométriques des matériaux testés par Chapuis (1996) .....	61
Figure 3- 9 : Courbe granulométrique du sable fin .....	62
Figure 3- 10 : Courbe granulométrique des stériles miniers .....	62
Figure 3- 11 : Emplacement des points arbitraires sur les deux courbes granulométriques .....	64
Figure 3- 12: CRE des stériles miniers lissée par le modèle de van Genuchten (ST VG) et prédite à l'aide du modèle prédictif de Kovács Modifié (ST MK) .....	68
Figure 3- 13 : Comparaison de la CRE des stériles utilisés dans cette étude (stériles Ait Khouia) avec d'autres stériles utilisés dans des travaux antérieurs .....	69
Figure 3- 14 : CRE de sable fin lissée par le modèle de van Genuchten (Sable VG) avec le modèle prédictif de Kovács Modifié (Sable MK) .....	70
Figure 3- 15: Comparaison des CRE mesurée du sable fin et celle des stériles miniers .....	71
Figure 3- 16 : Fonction de perméabilité prédite pour le sable fin .....	72
Figure 3- 17 : Fonction de perméabilité prédite pour les stériles miniers .....	72
Figure 3- 18: Dispositif expérimental avec tous les équipements de mesure et les valves de récupérations des eaux d'infiltration et de ruissellement .....	74
Figure 3- 19: Simulateur de pluie avec toutes ses composantes .....	75
Figure 3- 20: Taux de précipitations en fonction de la pression appliquée .....	76
Figure 3- 21: Valve graduée de 0° à 90° .....	76



Figure 3- 22: Emplacement des sondes de teneur en eau volumique et de succion dans les deux couches du modèle physique.....	79
Figure 3- 23 : Graphique de la calibration de la sonde EC5 pour le sable.....	79
Figure 3- 24 : Graphique de la calibration de la sonde GS3 pour les stériles .....	80
Figure 3- 25 : La mise en place des couches des matériaux dans le modèle physique .....	81
Figure 3- 26 : Récupération des eaux sortantes de la boîte dans des chaudières .....	82
Figure 3- 27 : Scénarios testés pour le cas d'une couche de 25 cm de sable .....	83
Figure 3- 28 : Scénarios testés pour le cas d'une couche de 50 cm de sable .....	84
Figure 3- 29 : Scénarios testés pour le cas d'une couche de 75 cm de sable .....	84
 Figure 4- 1 : Profils des teneurs en eau volumiques dans le cas de recouvrement de 25 cm de sable et une inclinaison de 0° pour deux taux de précipitations (77 et 154 mm de pluie pendant une heure).....	88
Figure 4- 2 : Profils des teneurs en eau volumiques dans le cas de recouvrement de 25 cm de sable et une inclinaison de 3° .....	90
Figure 4- 3 : Variation des pourcentages de percolation en fonction de la distance dans le cas de recouvrement de 25 cm de sable et une inclinaison de 3° .....	92
Figure 4- 4 : Profils des teneurs en eau volumiques dans le cas de recouvrement de 25 cm de sable et une inclinaison de 10° .....	93
Figure 4- 5 : Variation des pourcentages de percolation en fonction de la distance dans le cas de recouvrement de 25 cm de sable et une inclinaison de 10° .....	95
Figure 4- 6 : Profils des teneurs en eau volumiques dans le cas de recouvrement de 25 cm de sable et une inclinaison de 20° .....	96
Figure 4- 7 : Variation des pourcentages de percolation en fonction de la distance dans le cas de recouvrement de 25 cm de sable et une inclinaison de 20° .....	98
Figure 4- 8 : Profils des teneurs en eau volumiques dans le cas de recouvrement de 50 cm de sable et une inclinaison de 0° .....	99

Figure 4- 9 : Profils des teneurs en eau volumiques dans le cas de recouvrement de 50 cm de sable et une inclinaison de 3° .....	101
Figure 4- 10 : Variation des pourcentages de percolation en fonction de la distance dans le cas de recouvrement de 50 cm de sable et une inclinaison de 3° .....	102
Figure 4- 11 : Profils des teneurs en eau volumiques dans le cas de recouvrement de 50 cm de sable et une inclinaison de 10° .....	103
Figure 4- 12 : Variation des pourcentages de percolation en fonction de la distance dans le cas de recouvrement de 50 cm de sable et une inclinaison de 10° .....	105
Figure 4- 13 : Profils des teneurs en eau volumiques dans le cas de recouvrement de 50 cm de sable et une inclinaison de 20° .....	106
Figure 4- 14 : Variation des pourcentages de percolation en fonction de la distance dans le cas de recouvrement de 50 cm de sable et une inclinaison de 20° .....	108
Figure 4- 15 : Profils des teneurs en eau volumiques dans le cas de recouvrement de 75 cm de sable et une inclinaison de 0° .....	109
Figure 4- 16 : Profils des teneurs en eau volumiques dans le cas de recouvrement de 75 cm de sable et une inclinaison de 3° .....	111
Figure 4- 17 : Variation des pourcentages de percolation en fonction de la distance dans le cas de recouvrement de 75 cm de sable et une inclinaison de 3° .....	113
Figure 4- 18 : Profils des teneurs en eau volumiques dans le cas de recouvrement de 75 cm de sable et une inclinaison de 10° .....	114
Figure 4- 19 : Variation des pourcentages de percolation en fonction de la distance dans le cas de recouvrement de 75 cm de sable et une inclinaison de 10° .....	116
Figure 4- 20 : Profils des teneurs en eau volumiques dans le cas de recouvrement de 75 cm de sable et une inclinaison de 20° .....	117
Figure 4- 21 : Variation des pourcentages de percolation en fonction de la distance dans le cas de recouvrement de 75 cm de sable et une inclinaison de 20° .....	119

Figure 5- 1 : Profils de teneur en eau en fonction de l'élévation pour les cas horizontaux 25 cm de CCE - modèles physiques .....	122
Figure 5- 2 : Exemple d'irrégularité des taux de percolation en fonction de la distance dans le cas horizontal.....	124
Figure 5- 3 : Effet de la pente.....	126
Figure 5- 4 : Effet de l'épaisseur de la CCE dans un cas incliné (20°) .....	127
Figure 5- 5 : Effet de l'intensité de précipitation .....	129
Figure 5- 6 : Effet de l'inclinaison sur la capacité de déviation latérale : Taux de percolation (%) en fonction de la localisation du point de récupération .....	131
Figure 5- 7: Effet de l'épaisseur de la couche de sable sur la capacité de déviation latérale : Taux de percolation en fonction de la localisation du point de récupération .....	132
Figure 5- 8 : Effet de taux de précipitation sur la capacité de déviation latérale .....	133
Figure 5- 9 : Étude de convergence en fonction de la taille des éléments .....	135
Figure 5- 10: Comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques pour le cas de 50 cm de sable et 20° d'inclinaison.....	137
Figure 5- 11 : Comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques pour le cas de 75 cm de sable et 3° d'inclinaison.....	139
Figure 5- 12 : Comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques pour le cas de 75 cm de sable et 10° d'inclinaison.....	140
Figure 5- 13 : Modèle numérique de la partie inclinée de la halde avec la CCE.....	141
Figure 5- 14: Variations de la teneur en eau volumique après 1 heure de précipitation .....	142
Figure 5- 15: Variations de la teneur en eau volumique après 4 heures de drainage .....	143
Figure 5- 16: Variations de la teneur en eau volumique après un jour de drainage .....	143
Figure 5- 17 : Variations de la teneur en eau volumique après 7 jours de drainage .....	144
Figure 5- 18 : Variations de la teneur en eau volumique après deux semaines de drainage .....	145
Figure 5- 19 : Modèle numérique de la partie inclinée de la halde avec les deux CCE.....	145

Figure 5- 20 : Variations des teneurs en eau volumique après 1h de précipitation, 4h de drainage, 1 jour de drainage, 12 jours de drainage et deux semaines de drainage. ....	147
Figure C- 1 : Comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques pour le cas de 25 cm de sable et 0° d'inclinaison.....	172
Figure C- 2 : Comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques pour le cas de 25 cm de sable et 3° d'inclinaison.....	173
Figure C- 3 : Comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques pour le cas de 25 cm de sable et 10° d'inclinaison.....	174
Figure C- 4 : Comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques pour le cas de 25 cm de sable et 20° d'inclinaison.....	175
Figure C- 5 : Comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques pour le cas de 50 cm de sable et 0° d'inclinaison.....	176
Figure C- 6 : Comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques pour le cas de 50 cm de sable et 3° d'inclinaison.....	177
Figure C- 7 : Comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques pour le cas de 50 cm de sable et 10° d'inclinaison.....	178
Figure C- 8 : Comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques pour le cas de 75 cm de sable et 0° d'inclinaison.....	179
Figure C- 9 : Comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques pour le cas de 75 cm de sable et 20° d'inclinaison.....	180

## LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

$\alpha_{vG}$	-	Paramètre de van Genuchten
$AEV$	-	Valeur d'entrée de l'air (air entry value)
$ASTM$	-	American society for testing and materials
$BC$	-	Bris capillaire
$CEBC$	-	Couverture avec effets de barrière capillaire
$C_c$	-	Coefficient de courbure
$CRE$		Courbe de rétention d'eau
$C_u$		Coefficient d'uniformité
$\Delta S$	-	Taux de stockage
$DNC$	-	Drainage neutre contaminé
$DMA$		Drainage minier acide
$e$	-	Indice des vides
$e.g.$	-	Exempli gratia
$G_s$	-	Densité des solides ( $D_r$ )
$H$	-	Hauteur
$h$	-	Charge hydraulique
$\theta$	-	Teneur en eau volumique
$\theta_e$		Teneur en eau volumique effective
$\theta_r$		Teneur en eau volumique résiduelle
$\theta_s$	-	Teneur en eau volumique à saturation

$k_{sat}$	-	Conductivité hydraulique saturée
$k_u$	-	Conductivité hydraulique ou fonction de perméabilité - $k(\psi)$
$l$	-	Paramètre de connectivité entre les pores ou longueur
$L_{eff}$	-	Longueur efficace de la barrière capillaire
$L_d$	-	Longueur de déviation
$m_{vG}$	-	Paramètre de van Genuchten,
$M$	-	Masse
$MDC$	-	Courbe de rétention d'eau en drainage
$M_h$	-	Masse humide
$MK$	-	Modèle modifié de Kovács
$M_s$	-	Masse sèche
$M_w$	-	Masse d'eau
$MWC$	-	Courbe de rétention d'eau principale en mouillage
$n_{vG}$	-	Porosité ou paramètre de van Genuchten
$n^d$	-	Paramètre de van Genuchten de la $MDC$
$n^w$	-	Paramètre de van Genuchten de la $MWC$
$P$	-	Précipitations ou pression atmosphérique
$\rho$		Masse volumique
$\rho_a$	-	Masse volumique de l'air
$\rho_w$	-	Masse volumique de l'eau
$Q$	-	Débit hydraulique
$q$	-	Débit spécifique
$R^2$	-	Coefficient de détermination
$SR$	-	Store-and-release

<i>SEEP/W</i>	-	Code numérique (SEEP/W GÉOSLOPE)
<i>t</i>	-	Temps
<i>UQAT</i>	-	Université du Québec en Abitibi-Témiscamingue
<i>USCS</i>	-	Unified soil classification system
<i>V</i>	-	Volume
<i>V<sub>t</sub></i>	-	Volume total
<i>V<sub>w</sub></i>		Volume d'eau
<i>WEV</i>	-	Valeur d'entrée de l'eau (water entry value)
<i>ρ<sub>w</sub></i>	-	Masse volumique de l'eau
<i>ψ</i>	-	Succion matricielle (ou pression capillaire)
<i>ψ<sub>a</sub></i>	-	Pression à laquelle le matériau commence à se drainer
<i>ψ<sub>w</sub></i>	-	Pression à laquelle l'eau commence à entrer
<i>1D - 2D</i>	-	Unidimensionnel – Bidimensionnel

## LISTE DES ANNEXES

ANNEXE A - PROTOCOLE EXPERIMENTAL DE MONTAGE ET DE DEMONTAGE DES COLONNES POUR LA MESURE DE LA CONDUCTIVITE HYDRAULIQUE SATUREE ET LA COURBE DE RETENTION D'EAU .....	166
ANNEXE B : AUTRES MESURE DE LA SUCCION AU LABORATOIRE.....	169
ANNEXE C : ETUDE DE CONVERGENCE ET EXEMPLES DE COMPARAISON DES RESULTATS DES RESULTATS EXPERIMENTAUX AVEC CEUX DE LA SIMULATION NUMERIQUE .....	171



# CHAPITRE 1 : INTRODUCTION

Le drainage minier acide (DMA) est l'un des grands problèmes auxquels l'industrie minière doit faire face. En effet, l'exploitation des ressources minérales ainsi que leur traitement minéralurgique et métallurgique génèrent de grandes quantités de rejets solides tels que les roches stériles, les rejets de concentrateur, ou les résidus miniers et les boues de traitement des effluents miniers (Aubertin et al., 2002). Les stériles miniers et les rejets de concentrateur constituent les principaux rejets solides produits, qui sont souvent entreposés en surface, dans des haldes à stérile et parcs à résidus, ou retournés sous terre sous forme de remblais pour le remplissage et le soutènement des galeries.

Les rejets miniers contenant des minéraux sulfureux tels que la pyrite, la pyrrhotite, la chalcopryrite, l'arsénopyrite, peuvent être problématiques d'un point de vue environnemental lorsqu'ils sont déposés à la surface et exposés à l'eau et à l'oxygène atmosphérique. Cette exposition conduit, dans la plupart des cas, à leur oxydation et à la formation de drainage minier qui peut être : acide (DMA), neutre contaminé (DNC) ou basique (DMB). Le DMA est considéré comme le plus problématique en raison de son faible pH et ses fortes concentrations en sulfates et en métaux.

Durant les premières phases d'exploration, des essais statiques et cinétiques sont réalisés afin d'évaluer le potentiel de génération d'acidité des rejets miniers. Ces essais permettent de connaître le comportement des rejets miniers à court et à long terme, une fois déposés à la surface et exposés aux conditions d'oxydation. Une bonne connaissance du comportement des rejets miniers permet de choisir la méthode de restauration la plus efficace pour une meilleure gestion environnementale. Plusieurs méthodes de restauration, développées durant ces dernières décennies, permettent de contrôler la production du DMA. Parmi ces dernières, on trouve les barrières à l'oxygène et les barrières à l'eau. Les barrières à l'oxygène visent à limiter le flux d'oxygène vers les rejets réactifs situés en dessous. Dans cette catégorie on trouve : les couvertures avec effet de barrière capillaire CEBC (Aubertin et al. 1995, 2002), les recouvrements de type monocouche avec nappe phréatique surélevée (Dagenais et al. 2006; Ouangrawa et al. 2005, 2006, 2007, 2010; Maqsoud et al. 2013; Ethier 2017; Ethier et al. 2017) et les couvertures consommatrices d'oxygène (Tassé et al. 1994). Les barrières à l'eau visent à empêcher l'infiltration de l'eau vers les résidus réactifs. Parmi ce type de barrière, on retrouve les couvertures étanches faites de matériaux naturels ou non (Aubertin et

al. 1995, 2002; Rowe et al. 2004) et les couvertures de type stockage et relargage (Ross 1990; Morris et Stomont, 1997; Zhan et al. 2001; Williams et al. 2003; Bossé et al. 2013, 2014; Knidiri et al. 2015).

Dans ce chapitre, on trouvera dans un premier temps une brève description du phénomène du DMA ainsi que les principales méthodes permettant sa prévention et son contrôle. Dans un deuxième temps, on va présenter la nouvelle méthode de restauration appelée couche de contrôle des écoulements (CCE) et décrire les haldes à stériles et leurs principales caractéristiques. Dans un troisième temps, on va présenter les objectifs principaux et spécifiques de cette étude.

## **1.1 DMA et méthodes de contrôle**

### **1.1.1 Source et formation du DMA**

Les haldes à stérile et les parcs à résidus, contenant des rejets de concentrateur, sont les sources primaires responsables du développement du DMA et ce dans les exploitations minières souterraines et en surface. Plusieurs minéraux sulfureux sont à l'origine de la formation du DMA et parmi lesquels on peut citer la pyrite, la pyrrhotite, la chalcopyrite et l'arsénopyrite. La réaction d'oxydation de la pyrite est souvent l'exemple le plus utilisé pour expliquer le processus de formation du DMA. En effet, c'est le minéral sulfuré le plus abondant dans la gangue de la plupart des minerais exploités. Ainsi, l'oxydation de la pyrite peut se faire par trois voies différentes : oxydation chimique, oxydation bactérienne et oxydation électrochimique ou galvanique (Plante, 2012). Cependant, la contribution exacte de chaque voie n'est pas bien connue et n'est pas définie (Plante, 2012).

Généralement, en ce qui concerne l'oxydation par voie chimique, il y a deux types de réaction : une réaction directe et une réaction indirecte. Lorsque les micro-organismes sont impliqués dans la réaction, c'est une oxydation métabolique ou biochimique. Les étapes de la formation du DMA sont présentées dans la Figure 1- 1.

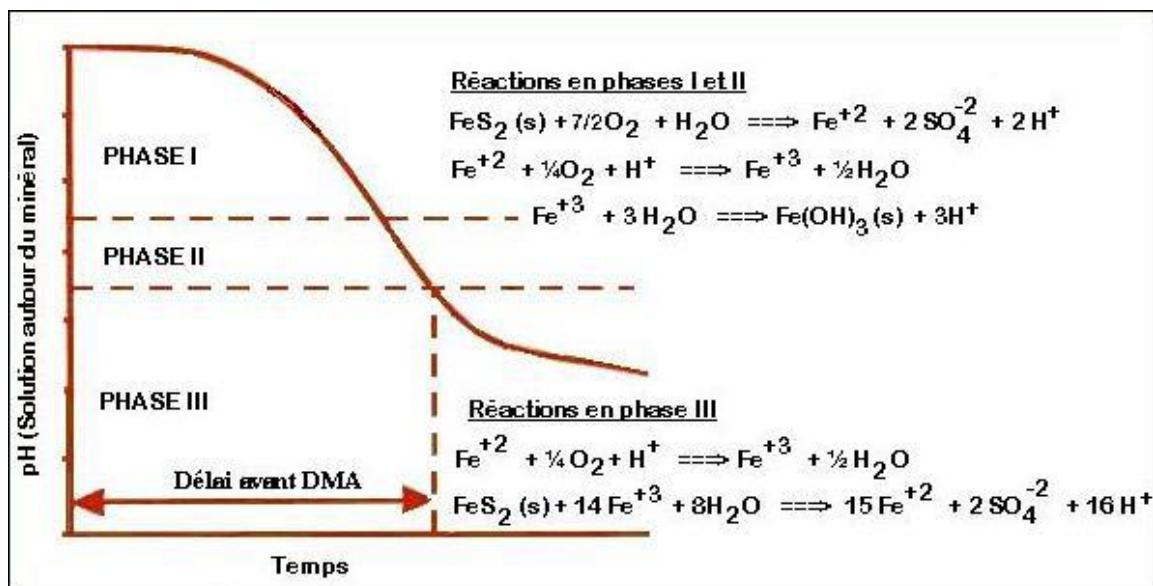


Figure 1- 1 : Étapes de la formation du DMA (d'après Kleinman et al. 1981 et Aubertin et al. 2002)

L'oxydation de la pyrite peut se résumer de la manière suivante (Nicholson, 1994). La phase I correspond à l'oxydation directe de la pyrite par l'oxygène et l'acidification lente du milieu, car les minéraux neutralisants primaires, principalement les carbonates, maintiennent le pH près de la neutralité. Le fer ferrique, qui provient de l'oxydation du fer ferreux, précipite sous forme d'hydroxyde, ce qui acidifie davantage le milieu (phase II). Ces étapes de formation du DMA ont lieu généralement à des pH > 4,5. Lorsqu'il ne reste que des minéraux primaires et secondaires, très peu réactifs ou inertes, il y a diminution du pH et le fer ferrique ne précipite plus. Ce dernier peut alors oxyder directement la pyrite, ce qui contribue à générer encore davantage d'acidité (phase III).

Dans la réalité, la cinétique des réactions de l'oxydation des sulfures peut varier grandement en raison d'un certain nombre de facteurs tels que : la morphologie des particules sulfureuses, la surface exposée, les conditions de l'oxydation (biotique ou abiotique), l'humidité, la température, la structure cristalline, les impuretés, la présence d'inclusions et la présence d'autres cations en solution (Aubertin et al. 2002; Belzile et al. 2004; Elberling, 2005; Lehner et al. 2007).

La disponibilité de l'oxygène est un autre facteur déterminant dans le processus de génération de l'acidité à l'intérieur des matériaux miniers sulfureux. En effet, l'oxygène est un des éléments omniprésents responsable du déclenchement de l'oxydation et, dans la majorité des cas, le paramètre clé du contrôle et de la prévention de l'oxydation des sulfures.

La présence des bactéries peut jouer un rôle de catalyseur et augmenter la cinétique des réactions de l'oxydation des minéraux sulfureux : oxydation directe et indirecte (Blowes et al. 2003). De nombreuses bactéries se retrouvent sur les sites miniers, tant neutrophiles qu'acidophiles. Principalement, trois types de bactéries interviennent directement dans la formation du DMA (Neculita et al. 2007; Plante, 2012) : *Acidithiobacillus* et *Leptospirillum*.

Certains résidus miniers, dépendamment du gisement exploité, contiennent des minéraux possédant un potentiel de neutralisation intrinsèque grâce à leur capacité à réagir avec l'acide et à neutraliser le DMA. Parmi eux, se retrouvent les carbonates, les oxydes, les hydroxydes, les silicates solubles et les phosphates (principalement l'apatite) (Blowes et Ptacek, 1994). Cette capacité de neutralisation, appelée aussi pouvoir tampon, constitue un moyen de prévention naturel à la génération du DMA. Ces minéraux neutralisants n'ont cependant pas la même réactivité ni la même capacité de neutralisation. Parmi les minéraux neutralisant les plus efficaces on trouve : la calcite ( $\text{CaCO}_3$ ), la dolomite  $[(\text{Ca},\text{Mg})(\text{CO}_3)_2]$  et la magnésite ( $\text{MgCO}_3$ ) (Plumlee, 1999). Leur présence dans les résidus miniers permet le maintien d'un pH autour de 5,5 (voir même au-dessus) sur certains sites miniers (Blowes et al. 2003).

L'interaction entre les produits d'oxydation, d'acidification et de neutralisation conduit à la formation des minéraux secondaires tels que les sulfates, les carbonates, les oxydes, les hydroxydes, les oxyhydroxydes, les phosphates et les arsénates (Nordstrom et Alpers, 1999). La qualité des eaux de drainage s'établit en fonction de la formation de ces minéraux secondaires qui ont un impact sur les concentrations de certains éléments dissous. Les oxydes et les hydroxydes tels que la goethite, la lepidocrocite et la ferrihydrite, sont les plus abondants et responsables de la couleur ocre caractéristique du DMA (Plante, 2012).

### **1.1.2 Principales méthodes de contrôle du DMA**

Les quantités de sulfure et des minéraux neutralisant dans un rejet minier sont deux éléments clés qui contrôlent la qualité des eaux de drainage minier. Généralement, des essais statiques et cinétiques sont réalisés dans les premières phases de prospection avant l'exploitation du gisement; ils permettent de statuer sur le pouvoir de génération de l'acidité pour un résidu donné. Lorsqu'un rejet minier est générateur d'acide, il est essentiel de prendre des mesures et des moyens appropriés pour contrôler la génération de contaminants dans l'environnement. Beaucoup de progrès ont été réalisés au niveau de la gestion environnementale des rejets miniers problématiques au cours des

dernières décennies (Aubertin et al. 2002; Bussière, 2007). Ainsi, pour un site générateur de drainage minier acide, plusieurs techniques peuvent être utilisées pour limiter et/ou contrôler la production du DMA. Les techniques qui sont utilisées visent essentiellement à limiter l'apport d'un ou plusieurs des éléments constitutifs des réactions d'acidification à savoir: l'oxygène, l'eau et les sulfures. Les principales approches pour contrôler le DMA sont présentées dans ce qui suit.

### **1.1.2.1 Désulfuration**

La méthode de désulfuration est exclusive aux rejets du concentrateur, qui sont riches en sulfures. Elle consiste à enlever les sulfures en faisant appel aux procédés minéralurgiques tels que la flottation non sélective des résidus à la fin du procédé minéralurgique d'enrichissement du minerai (Humber, 1995; Bussière et al. 1995, 1998a; Mermillod-Blondin et al. 2005). Cette technique n'élimine pas entièrement le problème du DMA en raison de la production d'un concentré de sulfure, qui doit être géré adéquatement. Cependant, la gestion d'un produit dont la fraction sulfurée est en moindre quantité, permet un bon contrôle du DMA et une atténuation des impacts environnementaux potentiels (Benzaazoua et al. 2008). Il est important de mentionner que les résidus désulfurés peuvent être utilisés comme matériaux de recouvrement puisque leurs propriétés hydrogéologiques favorisent la création des effets de barrière capillaire (Bussière et al. 2004; Demers, 2009; Ethier 2017)

### **1.1.2.2 Barrière à l'eau**

Dans les zones caractérisées par un climat humide, où les précipitations sont abondantes, les recouvrements étanches peuvent être utilisés pour empêcher l'infiltration de l'eau vers les résidus réactifs. Ces recouvrements peuvent être constitués de plusieurs couches distinctes ayant chacune des caractéristiques et un rôle spécifique. Différents matériaux (naturels ou non) peuvent être utilisés dans ces recouvrements tels les sols (argile naturelle ou compactée, sable drainant) et les géocomposites (géomembranes, géocomposites bentonitiques, géotextiles) (Aubertin et al. 1995, 2002).

Les techniques permettant d'empêcher l'infiltration de l'eau peuvent également être utilisées dans des climats arides ou semi-arides. Sous ces climats, les couvertures de type stockage et relargage peuvent être utilisées (Store-and-Release) (Ross, 1990; Morris et Stomont, 1997; Zhan et al. 2001; Williams et al. 2003; Bossé et al. 2013, 2014; Knidiri 2015; Knidiri et al. 2016). Dans ce type de

recouvrement, l'eau s'accumule dans les couches de rétention durant les périodes de pluie pour ensuite s'évaporer et retourner à l'atmosphère durant la période de sécheresse. De cette manière, le contact entre les résidus sulfureux et l'eau est limité et, par conséquent, la production de DMA l'est aussi. Cette réduction de l'infiltration peut être accentuée lorsque les recouvrements sont construits en pente puisque l'eau peut être déviée à l'interface entre le matériau grossier et le matériau fin (Aubertin et al. 2009).

### **1.1.2.3 Barrière à l'oxygène**

Cette technique consiste à réduire la migration de l'oxygène vers les résidus sulfureux. La réduction du flux d'oxygène peut être réalisée à l'aide de la mise en place de recouvrements en eau (ennoiment) ou de recouvrement en sols (ou autres matériaux géologiques). La méthode du recouvrement en eau peut se faire par la mise en place d'une couche d'eau par-dessus les rejets. Le recouvrement en eau doit avoir une épaisseur suffisante afin d'empêcher efficacement l'oxydation des résidus sous-jacents (Li et al. 2000; Awoh 2012).

La réduction de la migration de l'oxygène peut être réalisée en maintenant les résidus réactifs saturés par la création et le maintien d'une nappe phréatique près de leur surface, et en plaçant un recouvrement de type monocouche qui vise à contrôler les pertes d'eau par évaporation et à favoriser l'infiltration de l'eau, ou à contrôler les flux d'oxygène (selon la nature des matériaux utilisés). Cette technique est communément appelée recouvrement monocouche avec nappe surélevée (NPS - Dagenais et al. 2006; Ouangrawa et al. 2005, 2006, 2007, 2010; Maqsoud et al. 2013, 2015; Ethier 2017).

Une autre approche, appelée couverture avec effets de barrière capillaire (CEBC), peut être utilisée pour le contrôle du flux d'oxygène. Elle consiste à construire un recouvrement en matériaux naturels (ou non), composé de plusieurs couches de sols superposées avec des caractéristiques et des granulométries différentes. Cette technique a pour but, d'une part, de garder au moins une des couches saturée ou proche de la saturation afin de contrôler la migration des gaz vers les résidus réactifs et, d'autre part, limiter l'infiltration de l'eau jusqu'aux rejets (Aubertin et al. 1995, 2002; Bussière et al. 2006; Maqsoud et al. 2011, 2017; Maqsoud 2017).

Ces techniques ont été largement utilisées pour la restauration des parcs à résidus; toutefois dans le cas de haldes à stériles, certaines de ces méthodes peuvent être utilisées mais doivent être

adaptées en raison de la structure complexe et l'hétérogénéité au niveau des propriétés hydrogéologiques et géotechniques de ce type d'infrastructure que l'on va décrire brièvement dans la section suivante.

## **1.2 Propriétés des haldes à stériles**

Les haldes à stériles sont des empilements des roches stériles extraites lors d'une exploitation minière. Elles présentent souvent des volumes considérables qui peuvent s'étaler sur plusieurs hectares de terrain et atteindre des centaines de mètres de hauteur. Généralement, les roches stériles représentent entre 10 et 20% des quantités totales extraites dans le cas d'une exploitation souterraine et peuvent excéder les 60% pour une exploitation à ciel ouvert (Aubertin et al. 2008).

Les stériles sont constitués de fragments de roche dure obtenus lors de l'extraction de minerai par l'explosion de la gangue. Par conséquent, ils sont composés des fragments de toutes les tailles et de ce fait ils ont une granulométrie étalée allant des particules fines de quelques micromètres jusqu'à des blocs de taille métrique.

La porosité des empilements de stériles miniers est contrôlée par la distribution granulométrique des grains solides, leurs formes, leurs angles de contacts et le degré de compaction des stériles. Typiquement, la porosité totale des stériles miniers varie entre 30 et 50% (Aubertin et al. 2002a; Morin et al. 1991; Hernandez, 2007; Azam et al. 2007; Fala et al. 2005; Molson et al. 2005).

Cette variabilité de la porosité ainsi que le grand étalement granulométrique rendent la compréhension du comportement hydrogéologique des stériles complexe. L'écoulement des fluides dans les haldes à stériles est généralement influencé par la structure interne de la halde, la granulométrie des stériles, la teneur en eau à l'intérieur de la halde et les gradients hydrauliques. La structure interne de la halde dépend directement de la méthode d'entreposage (Aubertin et al. 2002a, 2002b, 2008). Généralement, la construction des haldes se fait par déversement des stériles du haut de la pente de la halde à l'aide des camions ou le long de la surface par régilage et compactage consécutifs. Ces méthodes de construction augmentent l'hétérogénéité dans la halde par la ségrégation des matériaux le long de la pente qui s'ajoute à l'hétérogénéité naturelle des stériles. Cela peut influencer de façon significative l'écoulement de l'eau dans la halde. En effet, la présence des couches fines parallèles formées durant la construction et compactées par le poids de la machinerie lourde engendrent une anisotropie au niveau des propriétés hydrogéologiques et

plus particulièrement au niveau de la conductivité hydraulique dans la halde (Martin et al. 2004; Azam et al. 2007; Aubertin et al. 2008). Ces couches fines créent une variation de la teneur en eau dans la halde qui influence directement les gradients hydrauliques. À cause de l'hétérogénéité des stériles, la variation du degré de compaction et les caractéristiques structurales liées au mode de construction de la halde, des zones de faible conductivité hydraulique et des zones de grande conductivité hydraulique peuvent être identifiées engendrant ainsi la formation de chemins préférentiels d'écoulement. La migration des particules fines est un phénomène très courant dans les haldes à stérile. Ce phénomène est généré principalement par les précipitations qui mettent en mouvement les particules fines et les transportent à l'intérieur de la halde. Ce mouvement des particules influence d'une façon directe ou indirecte les propriétés hydriques de la halde par l'augmentation ou la réduction locale de la perméabilité et aussi la capacité de rétention d'eau en lessivant les particules fines ou en formant des couches fines à l'intérieure ou à la base de la halde (Morin et al. 1991; Chapuis, 1992; Smith et al. 1995; Peregoedova 2012). Pour toutes ces raisons, il faut parler d'un intervalle des valeurs quand il s'agit des propriétés hydriques de la halde à stérile.

### **1.3 Contexte, hypothèses de recherche et objectifs du projet**

Les couvertures avec effets de barrière capillaire (CEBC) ont été étudiées largement dans les travaux antérieurs pour comprendre leur fonctionnement et évaluer leur performance sous différentes conditions. Elles ont été étudiées à l'aide de modèles physiques au laboratoire, à l'aide des simulations numériques et/ou les deux combinées pour améliorer notre compréhension des phénomènes s'y produisant. Dans les études antérieures, la majorité des CEBC testées était conçue de matériaux ayant un bon contraste granulométrique et hydrique comme par exemple un sable et un silt. Les CEBC ont fait l'objet de plusieurs études afin d'évaluer l'influence de certains paramètres sur leur fonctionnement et leur performance : la nature des matériaux utilisés, l'épaisseur des couches, l'inclinaison du système, et le taux des précipitations. Cette technique a été largement étudiée et utilisée principalement pour la restauration des parcs à résidus.

Dans le cas des haldes à stériles, vu leur hétérogénéité hydrogéologique et structurale, une nouvelle approche de restauration appelée couche de contrôle des écoulements a été proposée (Aubertin et al. 2005). Cette nouvelle méthode consiste à dévier l'eau d'infiltration dans une couche de contrôle des écoulements, constituée d'un matériau qui conduit bien l'eau, et qui repose sur une couche grossière inclinée qui crée des effets de barrière capillaire. Ces couches seraient installées à



l'intérieur de la halde à stérile d'une façon intercalée au fur et à mesure de sa construction ce qui permettrait de dévier l'eau jusqu'à des rejets non problématiques (voir Figure 1-2).

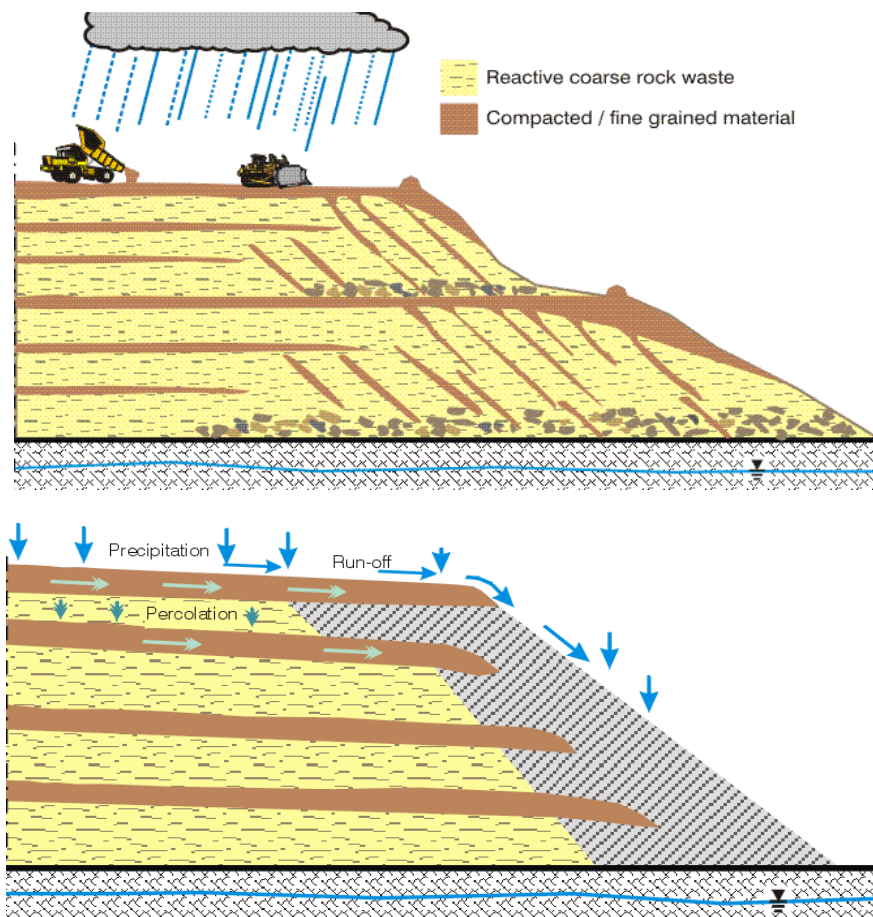


Figure 1- 2 : Principe de fonctionnement de la CCE (Aubertin et al. 2005)

Cette nouvelle approche de restauration utilisant la CCE a été testée d'une façon numérique dans les travaux d'Aubertin et al. (2013) où il a été démontré que les couches de matériaux fins (CCE) inclinées installées au sein de la halde à stérile parviennent à dévier l'eau vers la périphérie. La performance de la CCE est également testée actuellement à l'échelle de terrain sur une halde à stérile expérimentale d'une longueur de 70 m avec une inclinaison de 5% comme il est montré dans la figure 1-3 (Bréard et al. 2017; Martin et al. 2017).



Figure 1- 3 : Évaluation de la performance de la CCE à l'échelle de terrain

Dans le but de bien comprendre le fonctionnement de la CCE, il est impératif de l'évaluer sous différentes conditions d'inclinaison, d'épaisseur et de taux de recharge dans un milieu bien contrôlé. C'est donc dans cette perspective que s'insère ce projet de recherche qui vise à évaluer au laboratoire (en conditions contrôlées) la performance de cette nouvelle méthode de restauration (CCE).

L'hypothèse principale de l'étude est liée au fonctionnement de la CCE et sa capacité de déviation latérale ; en effet on suppose que la performance de cette CCE pourrait être affecté par plusieurs paramètres tel que le degré d'inclinaison de la CCE, son épaisseur et le taux de précipitation. Ainsi, le modèle physique de laboratoire combiné au modèle numérique pourrait être un bon outil pour statuer sur l'influence de chacun de ces paramètres sur l'efficacité de la CCE à dévier l'eau et à limiter son infiltration au sein des stériles minier.

L'objectif principal de cette étude est donc d'évaluer la performance de CCE pour contrôler l'infiltration d'eau à l'aide de la modélisation physique au laboratoire dans un modèle réduit et dans un environnement bien contrôlé. Ce modèle est inspiré de celui qui est conçu sur le terrain de la mine Tio dont une halde à stériles expérimentale est couverte d'une couche de sable qui joue le rôle de la CCE. Par conséquent, dans le cas à l'étude on ne vise pas à sélectionner les matériaux, mais plutôt à évaluer la performance de ce modèle à l'échelle de laboratoire. Les matériaux sont sélectionnés suite à plusieurs rencontres entre la compagnie minière et les chercheurs de l'étude (Bussière, Aubertin, Plante, Pabst et Chouteau). En parallèle, une simulation numérique de tous les scénarios expérimentaux est réalisée. Dans l'étude expérimentale, les principaux paramètres influençant la performance du recouvrement sont évalués au laboratoire, soit i) l'épaisseur de la

couche de matériau fin, ii) l'inclinaison du système et iii) le taux des précipitations. Les objectifs spécifiques de cette étude sont les suivants :

- Caractérisation des matériaux sélectionnés et conception du modèle physique de laboratoire
- Evaluation de la performance de système avec CCE ayant différentes épaisseurs de la couche de recouvrement, différentes inclinaisons du modèle physique et différents taux de précipitations.
- Modélisation numérique des tests de laboratoire et comparaison des résultats expérimentaux avec ceux de la modélisation numérique.
- Extrapolation à grande échelle et simulation numérique de la restauration d'une halde à stériles hypothétique.

## **1.4 Contenu et structure du mémoire**

Après cette brève présentation de la problématique, la description de la nouvelle méthode de restauration ainsi que des objectifs de cette étude, le chapitre 2 présente une revue de littérature sur les lois fondamentales qui contrôlent les écoulements d'eau dans le milieu saturé et non saturé, suivie d'une présentation des modèles descriptifs et prédictifs des propriétés hydrogéologiques des matériaux (conductivité hydraulique saturée, courbe de rétention d'eau et fonction de perméabilité hydraulique non saturée). Ensuite, on présente l'approche numérique de la résolution de l'équation générale de l'écoulement d'eau ainsi que le code numérique utilisé dans cette étude (SEEP/W 2016). Le chapitre 2 présente également une revue de littérature des travaux antérieurs de la modélisation physique au laboratoire de CEBC. Finalement, le phénomène des effets de barrière capillaire en 1D (écoulement vertical) et en 2D (effet de la pente) est décrit suivi d'une présentation des équations analytiques utilisées dans la prédiction de la longueur de déviation latérale ( $L_d$ ) et la localisation du point de bas de la pente (DDL).

Au chapitre 3, les matériaux utilisés dans cette étude (stériles miniers et sable) et les méthodes de caractérisation au laboratoire sont décrits. Ensuite, les résultats des essais des caractérisations au laboratoire des matériaux utilisés sont présentés. Finalement, le modèle physique utilisé, son instrumentation (sondes de mesure de la teneur en eau et de la succion) et le simulateur de pluie ainsi que les différents scénarios testés sont décrits.

Le chapitre 4 contient une synthèse des résultats des différents scénarios de modélisation physique au laboratoire testés. Pour ces différents scénarios, les résultats sont présentés sous forme de graphiques de variation de la teneur en eau volumique en fonction du temps pour les différents niveau d'instrumentation, suivis de leur interprétation.

Le chapitre 5 est une discussion générale des résultats de la modélisation physique. Les résultats sont comparés entre eux afin de mettre en relief les paramètres qui affectent le comportement de la CCE et qui contrôlent sa capacité de déviation latérale. Cette comparaison permet également de statuer sur le degré d'influence de chaque paramètre sur la performance de la CCE. Ensuite, les essais expérimentaux sont reproduits d'une façon numérique en utilisant le code SEEP/W 2016. Les résultats de la modélisation numérique sont présentés et comparés aux résultats expérimentaux. Le modèle numérique est étendu afin de faire des extrapolations à grande échelle et modéliser un cas de l'application de la CCE d'une halde à stériles avec des dimensions réelles. Enfin, le chapitre 6 présente les principales conclusions de l'étude ainsi que quelques recommandations.

## CHAPITRE 2 : REVUE DE LITTÉRATURE

### 2.1. Écoulement d'eau en milieu poreux non saturé

#### 2.1.1. Notions d'écoulement d'eau

L'écoulement de l'eau en milieu non saturé correspond à l'écoulement dans la zone située au-dessus de la nappe phréatique (zone vadose). Comparativement à l'écoulement de l'eau en milieu saturé biphasique (l'eau et la matrice solide), l'écoulement en milieu non saturé se fait dans un milieu triphasique (eau-air-solide). Dans ce milieu, les proportions en fluide mouillant (eau) et non mouillant (air) peuvent varier dans le temps et dans l'espace, sous l'action conjuguée des variations d'énergie mécanique et thermique, et ce pour des conditions aux limites de type aléatoire comme la pluie, le vent, le rayonnement, etc. (Vauclin et Vachaud, 1984).

La loi de Darcy, initialement utilisée pour l'écoulement en milieu poreux saturé, a été étendue à l'écoulement de l'eau à travers un sol non saturé (Buckingham, 1904; Richards, 1931; Childs et Collis-George, 1950). Richards (1931) a développé, à partir de la loi de Darcy, l'équation de continuité ou de conservation de masse, une équation pouvant décrire l'écoulement de l'eau en milieu poreux non saturé. L'obtention de cette équation peut être décrite de la manière suivante (Hillel, 1980; Bussière, 1999; Cosset, 2009).

Considérons un volume élémentaire de sol représenté par un parallélépipède de côté  $\Delta x$ ,  $\Delta y$ ,  $\Delta z$  et de volume  $\Delta x \Delta y \Delta z$ . Considérons également dans un premier temps un débit spécifique  $q$  dans la direction  $x$ . Pour les besoins de la démonstration, on présente d'abord un écoulement qui se fait selon l'axe des  $x$  avec un débit spécifique entrant  $q_x$ . La différence entre le débit entrant et le débit sortant du volume élémentaire (Figure 2- 1) correspond à la quantité d'eau qui s'accumule ou reste dans ce volume. Cette quantité est appelée la recharge et est exprimée par l'équation suivante :

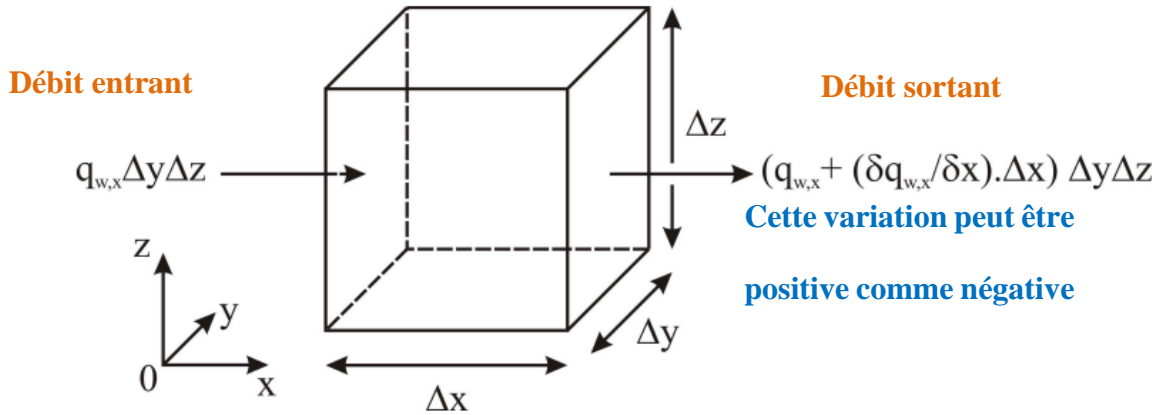


Figure 2- 1 : Volume élémentaire du sol (adapté de Hillel, 1980; tiré de Bussière, 1999)

$$\Delta q = - \left( \frac{\partial q}{\partial x} \right) \Delta x \Delta y \Delta z \quad (2.1)$$

Cette recharge  $\Delta q$  peut également être définie comme étant le changement de la teneur en eau volumique ( $\theta$ ) dans le temps multiplié par le volume :

$$\Delta q = \left( \frac{\partial \theta}{\partial t} \right) \Delta x \Delta y \Delta z \quad (2.2)$$

En égalisant les deux équations précédentes (eq 2.1 et 2.2), nous obtenons :

$$\left( \frac{\partial \theta}{\partial t} \right) = - \left( \frac{\partial q}{\partial x} \right) \quad (2.3)$$

L'équation (2.3) représente l'équation de continuité applicable aussi pour le sol non saturé. Cette équation peut être généralisée pour un écoulement en 3 dimensions (3D) en y ajoutant les composantes y et z. Alors, l'équation devient :

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = - \left( \frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} + \frac{\partial q_z}{\partial z} \right) \quad (2.4)$$

Dans le sol non saturé, la conductivité hydraulique n'est plus une constante, mais une fonction de la succion  $\psi$  ou de la teneur en eau volumique  $\theta$ . L'équation de Darcy peut s'écrire :

$$q = -k(\psi) \times i = -k(\psi) \times \text{grad } h \quad (2.5)$$

Dans le cas d'un milieu anisotrope ou pour un écoulement en 3 dimensions, l'équation de Darcy peut être exprimée selon les axes x, y et z. Ainsi, le débit spécifique est donné par :

$$q = - \left( k_x(\psi) \frac{\partial h}{\partial x} + k_y(\psi) \frac{\partial h}{\partial y} + k_z(\psi) \frac{\partial h}{\partial z} \right) \quad (2.6)$$

En intégrant l'équation de Darcy généralisée (Richards), on obtient :

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = - \left( \frac{\partial}{\partial x} \left[ k_x(\psi) \frac{\partial h}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[ k_y(\psi) \frac{\partial h}{\partial y} \right] + \frac{\partial}{\partial z} \left[ k_z(\psi) \frac{\partial h}{\partial z} \right] \right) \quad (2.7)$$

En négligeant la pression hydrodynamique de l'équation de Bernoulli, où la charge hydraulique est définie comme la somme de la pression (ou succion) et l'élévation (charge gravitationnelle) :  $h = \psi + z$ , l'équation (2.7) peut alors s'écrire comme suit (Hillel, 1998):

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = - \left( \frac{\partial}{\partial x} \left[ k_x(\psi) \left( \frac{\partial \psi}{\partial x} - \frac{\partial z}{\partial x} \right) \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[ k_y(\psi) \left( \frac{\partial \psi}{\partial y} - \frac{\partial z}{\partial y} \right) \right] + \frac{\partial}{\partial z} \left[ k_z(\psi) \left( \frac{\partial \psi}{\partial z} - \frac{\partial z}{\partial z} \right) \right] \right) \quad (2.8)$$

En prenant en compte le système de référence utilisé (voir figure 2-1),  $\partial z / \partial x = \partial z / \partial y = 0$  et  $\partial z / \partial z = 1$ . Nous obtenons alors l'équation de Richards (1931) appelée aussi équation généralisée de conservation.

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = - \frac{\partial}{\partial x} \left( k_x(\psi) \frac{\partial \psi}{\partial x} \right) - \frac{\partial}{\partial y} \left( k_y(\psi) \frac{\partial \psi}{\partial y} \right) - \frac{\partial}{\partial z} \left( k_z(\psi) \frac{\partial \psi}{\partial z} \right) + \frac{\partial k_z(\psi)}{\partial z} \quad (2.9)$$

C'est cette équation différentielle générale qui est résolue numériquement dans les logiciels de modélisation de l'écoulement de l'eau en milieu non saturé (comme SEEP/W, Vadose/W, Hydrus, etc.). Pour ce faire, deux propriétés hydriques des matériaux non saturés doivent être connues à savoir :

- La courbe de rétention d'eau CRE qui correspond à la fonction  $\theta(\psi)$ .
- La conductivité hydraulique non saturée qui correspond à la fonction  $k(\psi)$  ou  $k(\theta)$ .

Ces deux fonctions sont décrites dans les sections suivantes.

### 2.1.2. Courbe de rétention d'eau

Les propriétés hydriques d'un milieu poreux, dans les conditions d'écoulement non saturé, sont souvent décrites par la courbe de rétention d'eau (CRE) qui relie la teneur en eau volumique des matériaux ( $\theta$ ) et la succion matricielle ( $\psi$ ). La succion  $\psi$  est définie comme la différence entre la pression atmosphérique ( $u_a$ ) et la pression (négative) de l'eau ( $u_w$ ) dans la zone non saturée des sols ( $\psi = u_a - u_w$ ).

La courbe de rétention d'eau dépend de nombreux facteurs tels la granulométrie, la porosité et la minéralogie de la phase solide, la tortuosité du système des pores et le sens de l'écoulement (en

mouillage ou en drainage). Les particules fines, argileuses ou silteuses, qui ont une surface spécifique très grande, ont aussi des pores interstitiels très petits. La capacité de rétention de l'eau d'un matériau est plus grande lorsque les pores sont de petites tailles et que la surface spécifique, qui augmente les forces d'adsorption des particules solides, est grande.

La CRE est caractérisée par la présence de trois zones : une zone de saturation, où  $\theta$  est égale à la teneur en eau à saturation  $\theta_s$  ( $\approx$  porosité  $n$ ), une zone transitoire, où  $\theta$  diminue avec une augmentation de la succion et une zone résiduelle où  $\theta$  est proche de la teneur en eau résiduelle  $\theta_r$ . Ces zones sont délimitées par des points caractéristiques, soient : *AEV* « *air entry value* » et *WEV* « *water entry value* » (Barbour, 1998). En drainage, l'application d'une succion à un matériau initialement saturé mène à une réduction de la teneur en eau à partir d'une valeur critique de la succion pour laquelle les pores les plus grands commencent à se vider. Cette valeur critique de la succion correspond au point (ou pression) d'entrée d'air, *AEV* ( $\psi_a$ ), des matériaux (Figure 2- 2). La succion résiduelle est définie par une succion correspondant à la teneur en eau résiduelle. Dans la zone de transition II, la courbe de rétention d'eau est contrôlée par la distribution de la taille des pores. Si une petite augmentation de succion entraîne une désaturation marquée, c'est-à-dire que la pente de la CRE est assez forte, cela signifie habituellement que la distribution de la taille des pores du sol est relativement homogène. Différents modèles ont été élaborés pour décrire la CRE, comme les modèles de van Genuchten (1980) et Brooks et Corey (1964), alors que d'autres ont été élaborés pour sa prédiction comme celui de Kovacs modifié (Aubertin et al. 1998, 2013). Ces modèles sont présentés dans la section suivante.

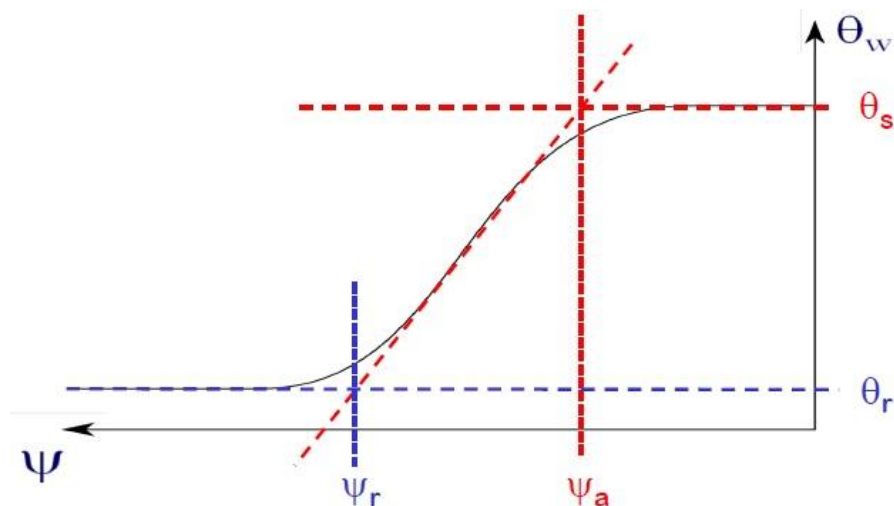


Figure 2- 2 : Courbe de rétention d'eau (adapté de Aubertin et al. 1995)



### 2.1.2.1 Modèles descriptifs de la CRE

Dans la littérature, on retrouve plusieurs modèles descriptifs de la courbe de rétention d'eau ("best fit" models). Ces modèles peuvent être classés en cinq catégories basées sur la formulation mathématique : modèles exponentiels, modèles de loi de puissance, modèles cosinus hyperboliques, modèles polynomiaux et modèles avec fonctions erreurs. Les modèles les plus utilisés sont ceux proposés par Brooks et Corey (1964), Gardner (1958), Fredlund et Xing (1994) et Van Genuchten (1980). Dans ce qui suit on décrit uniquement les modèles de van-Genuchten (vG) et de Brooks & Corey (BC) en raison de leur grande utilisation.

Le modèle de van Genuchten (1980) est décrit par l'équation suivante :

$$\theta = \left( \frac{\theta_s - \theta_r}{[1 + (\alpha\psi)^{n_v}]^m} \right) + \theta_r \quad (2.10)$$

Où

$\theta$  teneur en eau volumique,

$\theta_s$  teneur en eau volumique à saturation ( $\approx$  porosité  $n$ ),

$\theta_r$  teneur en eau volumique résiduelle,

$\alpha$  paramètre du modèle ( $\alpha \approx 1/AEV$ ),

$\psi$  succion matricielle (charge de pression),

$n_{vG}$  constante d'ajustement du modèle

$m_{vG}$  constante d'ajustement du modèle (nous utilisons souvent  $m_{vG} = 1 - 1/n_{vG}$  avec ce modèle).

Le modèle de Brooks et Corey (BC) est décrit comme suit :

$$\theta_e = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} = \left( \frac{\psi_a}{\psi} \right)^{\lambda_{B-C}} \quad (2.11)$$

Où

$\theta_e$  teneur en eau réduite,

$\lambda_{B-C}$  paramètre de lissage de la courbe relié à l'agencement des pores,

$\psi_a$  pression d'entrée d'air.

Le modèle de van Genuchten (1980), de Brooks et Corey (1964), ainsi que les autres modèles cités précédemment, sont intégrées dans le logiciel RETC (van Genuchten et al., 1991). Ce code est utilisé dans la détermination des paramètres de la courbe de rétention d'eau à partir de données expérimentales et pour le modèle sélectionné.

### 2.1.2.2 Modèles prédictifs de la CRE

Les CRE peuvent être prédites en utilisant les propriétés géotechniques de base des sols. Ces modèles prédictifs sont habituellement basés sur l'analyse de la distribution granulométrique qui a une relation directe avec la taille des pores. Cette dernière est aussi reliée à la teneur en eau et à la succion. Un modèle communément utilisé dans la littérature est celui de Kovács Modifié (MK) (Aubertin et al. 1998, 2003).

Dans le modèle MK, on considère que l'eau est retenue dans les matériaux granulaires par des forces de capillarité ( $S_c$ ) et des forces d'adhésion ( $S_a$ ). Le degré de saturation des matériaux est donné par la relation suivante :

$$S_r = \frac{\theta}{n} = 1 - (1 - S_c)(1 - S_a) \quad (2.12)$$

Où

$S_r$  degré de saturation

$n$  porosité

$S_c$  degré de saturation dû à la capillarité

$S_a$  degré de saturation dû à l'adhésion

La saturation capillaire est donnée par la relation suivante :

$$S_c = 1 - \left[ \left( \frac{h_{co}}{\psi} \right)^2 + 1 \right]^m \exp[-m(h_{co}\psi)^2] \quad (2.13)$$

Où

$h_{co}$  remontée capillaire équivalente

$m$  coefficient de la distribution de taille des pores ( $m \approx 1/C_U$  pour les matériaux granulaires)

Pour les matériaux granulaires, la valeur de la hauteur capillaire équivalente  $h_{co}$  est définie par l'équation suivante :

$$h_{co} = \frac{0.75 * \cos\beta_w}{e[D_{10}(1.17 * \log(C_u) + 1)]} \quad (2.14)$$

Où

$h_{co}$  remontée capillaire équivalente

$\beta_w$  angle de contact entre l'eau et la surface des particules solides [ $\beta_w \approx 0$  en drainage]

$e$  indice des vides

La saturation due à l'adhésion  $S_a$ , est le résultat des forces d'attraction électrostatiques entre la surface des grains et les molécules bipolaires de l'eau. Dans le cas des suctions élevées et des conditions non saturées, ces forces conduisent à la formation des pellicules d'eau autour des grains de sol. La saturation d'adhésion est décrite par l'équation suivante :

$$S_a = a_c \left( 1 - \frac{\ln(1 + \psi/\psi_r)}{\ln(1 + 10^7/\psi_r)} \right) \left( \frac{(h_{co}/\psi_n)^{2/3}}{e^{1/3}(\psi/\psi_n)^{1/6}} \right) \quad (2.15)$$

Où

$a_c$  coefficient d'adhésion ( $a_c = 0,01$  pour les matériaux granulaires, pour des paramètres de succion exprimés en cm) ;

$\psi_n$  paramètre de normalisation ( $\psi_n = 1$  cm ou  $\psi_n = 10^{-3}$  atm selon les unités utilisées pour exprimer  $\psi$ ) ;

$\psi_r$  succion pour atteindre la teneur en eau résiduelle.

### 2.1.2.3 Effet d'hystérésis dans les CRE

La CRE est déterminée en soumettant un échantillon de sol à un cycle de mouillage ou de drainage, ceci en appliquant des paliers de succion croissants dans le cas du drainage et décroissants dans le cas du mouillage.

La CRE obtenue lors d'un essai en drainage (à partir d'un degré de saturation de 100%) est différente de celle obtenue en mouillage (sol initialement quasi-sec); cette différence est appelée effet d'hystérésis. Le phénomène d'hystérésis est caractéristique des milieux poreux constitués de pores de géométries (tailles) variables. Ce phénomène peut s'expliquer par différentes propriétés intrinsèques de sol (voir Maqsoud et al. 2012) :

- la non uniformité de la géométrie des pores en particulier le fait que les pores les plus gros sont reliés entre eux par des pores plus petits, (effet de bouteille d'encre ou de goulot ou « Ink bottle effect ») (Figure 2- 3) ;
- l'angle de contact qui est plus important lors du mouillage que lors du drainage en raison de l'effet de goutte et des impuretés sur une surface sèche (Figure 2- 3) ;
- La présence d'air emprisonné dans les pores ;
- Le changement de volume dû au changement de teneur en eau (observé habituellement dans les sols à texture fine).

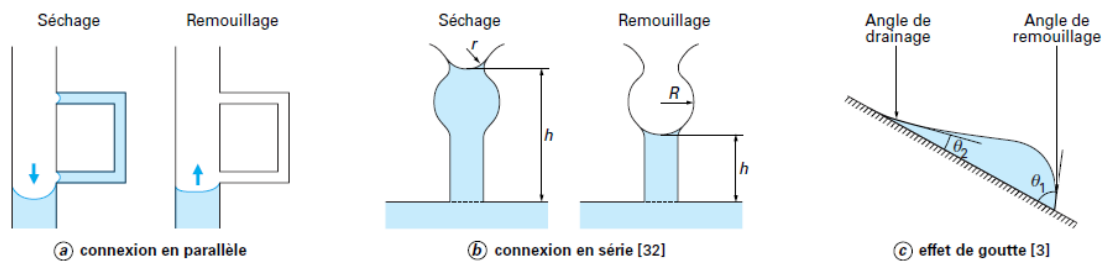
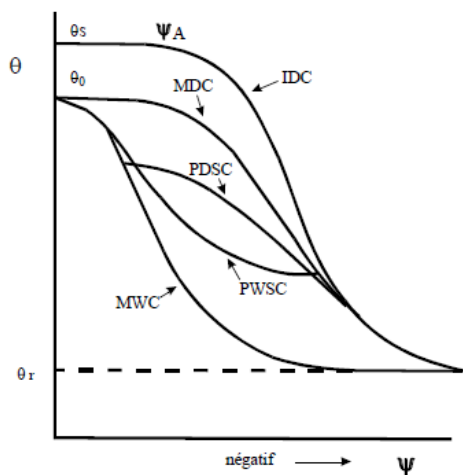


Figure 2- 3 : Mécanismes invoqués pour l'hystérésis des courbes de rétention d'eau (Delage et Cui, 2000)

Lors de la mesure des courbes de rétention d'eau pour un matériau non saturé, il est noté que la courbe en drainage se situe au-dessus de la courbe de mouillage (Figure 2- 4) et de ce fait la relation entre la teneur en eau et la succion n'est pas univoque. Ainsi, pour une même succion, la teneur en eau sur la courbe de drainage est supérieure à celle sur la courbe de mouillage.



IDC est la courbe initiale en drainage

MWC est la courbe principale en mouillage

MDC est la courbe principale en drainage

PDSC est une courbe intermédiaire en drainage

Figure 2- 4 : Courbes en mouillage et en drainage (Maqsoud et al. 2006)

### 2.1.3. Fonction de perméabilité

La fonction de perméabilité, aussi appelée courbe de conductivité hydraulique non saturée, est notée  $k(\theta)$ ,  $k(\psi)$  ou  $k_u$ . Elle décrit la capacité d'un sol à transporter ou à conduire l'eau dans des conditions non saturées. Dans un sol saturé, tous les espaces de pores entre les particules solides sont remplis d'eau. Lorsque les conditions sont non saturées, une fois que la valeur d'entrée d'air (AEV) est atteinte, l'air commence à entrer dans les plus gros pores. Ces derniers se vident et ne contribuent plus à l'écoulement de l'eau. Dans un milieu poreux non saturé (triphase), le gaz est un obstacle à l'écoulement du liquide. Plus la teneur en eau volumique diminue, plus il y a d'air dans le système, et plus la conductivité hydraulique est faible.

La fonction de perméabilité exprime la variation de la conductivité hydraulique  $k$  d'un milieu en fonction de sa succion  $\psi$ . Cette relation est fortement reliée à la courbe de rétention d'eau puisque l'eau se déplace en fonction de la taille et de l'inter-connectivité des pores. Ainsi, lorsque la teneur en eau d'un sol est élevée la majorité des vides est remplie d'eau. L'eau peut s'écouler facilement et la conductivité hydraulique est élevée. Par contre, lorsque la teneur en eau dans le sol atteint sa valeur résiduelle, presque tous les vides sont remplis d'air et il n'y a pas d'écoulement. L'eau peut se déplacer sous forme de vapeur, de sorte que la conductivité hydraulique (apparente) est faible. L'air au sein de la matrice du sol constitue donc un frein à l'écoulement et la conductivité hydraulique décroît avec l'augmentation de la teneur en air.

La figure 2- 5 présente des courbes typiques de conductivité hydraulique non-saturée pour un silt et un sable. La conductivité hydraulique d'un sol fin, tel un silt, est plus faible à saturation que celle d'un sol grossier puisque ses pores sont plus petits. Lorsque la succion augmente, le sol fin retient l'eau plus facilement par capillarité et sa conductivité hydraulique reste relativement élevée. Sur la Figure 2- 5, la conductivité hydraulique du sable chute drastiquement en raison de sa désaturation plus rapide.

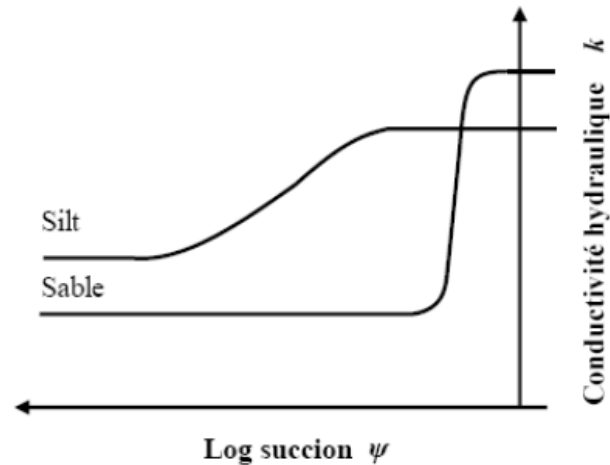


Figure 2- 5 : Courbes de conductivité hydraulique non-saturée typiques d'un silt et d'un sable (adapté de Aubertin et al. 1995)

La conductivité hydraulique peut être obtenue en laboratoire grâce à des essais de perméabilité en cellule à parois rigides et en cellule triaxiale. Les essais qui permettent de déterminer la fonction de perméabilité sont plus difficiles à réaliser et dispendieux (e.g. Hillel, 1998). Il est donc fréquent d'utiliser des modèles qui permettent de prédire la courbe de conductivité hydraulique non saturée à partir de la conductivité hydraulique saturée et de la CRE.

Les modèles statistiques de prédiction de la perméabilité relative  $k_r(\theta)$  ou  $k_r(\psi)$  se basent sur un certain nombre d'hypothèses :

- Le milieu poreux est représenté par une série de pores (de rayons différents) interconnectés et distribués de façon aléatoire suivant une fonction statistique.
- L'équation de Hagen-Poiseuille est supposée valide pour déterminer la conductivité hydraulique à l'échelle du pore (approche microscopique). Seuls les pores qui contribuent à l'écoulement de l'eau sont pris en considération.
- On suppose que la CRE est directement liée à la fonction de distribution du rayon des pores.

La différence entre les modèles statistiques existants se situe dans l'interprétation de la configuration géométrique du pore élémentaire et dans l'évaluation de la contribution de cette configuration dans la perméabilité totale. Les modèles les plus utilisés sont ceux de Gardner (1958), Rijtema (1965), Childs et Collis-George (1950), Burdine (1953), Mualem (1976) et Fredlund et al. (1994). Ces modèles sont décrits dans ce qui suit.

**Gardner (1958)**

$$k_r = \frac{k}{k_{sat}} = \exp(a_s \varphi) \quad (2.16)$$

Où :

$k_r$ : conductivité hydraulique relative;

$a_s$  : paramètre du sol (ou sorptive number);

$k_{sat}$  : Conductivité hydraulique saturée;

**Rijtema (1965)**

$$k_r = \frac{k}{k_{sat}} - \exp[a_s(\varphi + \varphi_a)] \quad (2.17)$$

$$k = k_{sat} \quad \text{si} \quad \varphi \leq \varphi_a$$

$$k = k_{\varphi_r} \frac{\varphi}{\varphi_r} \quad \text{si} \quad \varphi \geq \varphi_r$$

**Childs et Collis-George (1950)**

$$k_r = \frac{k(\theta)}{k_{sat}} = \theta_e^l \frac{\int_0^{\theta_r} (\theta_e - \zeta) \varphi^{-2}(\zeta) d\zeta}{\int_0^1 (1 - \zeta) \varphi^{-2}(\zeta) d\zeta} \quad (2.18)$$

Où :

$l$  : est un paramètre qui représente l'inter-connectivité des pores et  $\zeta$  est une variable d'intégration.

**Burdine (1953)**

$$k_r = \theta_e^l \left[ 1 - \left( \theta_e^{\frac{1}{m_{Bur}}} \right)^{m_{Bur}} \right]^2 \quad (2.19)$$

Où :

$m_{Bur}$  : paramètre de lissage des courbes ( $m_{Bur}=1-2/n_v$ ).

**Mualem (1976)**

$$k(\theta) = k_{sat} \left\{ 1 - \left[ 1 - \theta_e^{(1/m)} \right]^m \right\}^2 \theta_e^n \quad (2.20)$$

Où :

$\theta_e$  : teneur en eau effective.

**Fredlund et al. (1994)**

$$k_r = \frac{\sum_{i=j}^n \frac{\theta(e^y) - \theta(\varphi)}{e^y} \theta'(e^y)}{\sum_{i=j}^n \frac{\theta(e^y) - \theta_s}{e^y} \theta'(e^y)} \quad (2.21)$$

Où :

n est le nombre de sous-intervalle ;

i est la variable compteur ;

j est le numéro de l'intervalle ;

y est le point milieu du ième intervalle;

$\theta'$  est la dérivée de  $\theta_e$ .

Les fonctions de perméabilité sont également sujettes à des phénomènes d'hystérésis, mais peu de travaux ont été réalisés sur le sujet. Mualem (1976) a proposé des ajustements à son modèle pour que l'hystérésis de la fonction de rétention d'eau soit retranscrite dans la fonction de perméabilité. En pratique, la méthode généralement employée consiste à estimer les deux fonctions en mouillage et en drainage à partir des courbes de rétention d'eau respectives.

## 2.2. Effets de barrière capillaire sur l'écoulement de l'eau 1D

Les effets de barrière capillaire apparaissent lorsqu'il y a un écoulement non saturé dans un système bicouche formé de deux matériaux avec des caractéristiques hydriques différentes. Les deux matériaux doivent avoir un contraste au niveau de la granulométrie et, par conséquent, un contraste au niveau des propriétés hydrogéologiques. Le matériau fin doit être obligatoirement placé au-dessus de matériau grossier. Corey et Horton (1960) ont été les premiers à utiliser le contraste entre deux matériaux pour isoler une source de contamination; ces deux chercheurs ont remarqué que la couche de matériau fin limite l'écoulement vertical. Ils ont également observé que l'écoulement se fait à l'interface entre les deux matériaux. Ce phénomène appelé « wick effect » à l'époque, est la base de la technologie des couvertures à effet de barrière capillaire (CEBC). Cette technique a été développée depuis les années 1980 et utilisée dans la restauration des sites miniers.



Dans un système bicouche typique, formé de sol fin déposé sur un sol grossier et qui utilise les effets de barrière capillaire, le mouvement de l'eau se fait d'une façon verticale en s'accumulant à l'interface entre les deux matériaux. L'eau ne peut s'infiltrer que lorsque la tension capillaire dans la couche de rétention d'eau sera proche de zéro (matériau proche de la saturation). Le drainage du sol grossier (initialement non saturé) diminue sa conductivité hydraulique, ce qui empêche le mouvement d'eau vers le bas et permet le maintien d'un degré de saturation élevé dans la couche de sol fin. Ce phénomène peut être expliqué à partir des CRE des deux matériaux (Figure 2-6) ainsi que leurs fonctions de conductivité hydraulique non saturée ( $k_u$ ). Le sable et le silt, par exemple, sont deux matériaux ayant un contraste de granulométrie et, par conséquent, un contraste des propriétés hydrogéologiques. Lors de drainage, à la valeur de  $\psi_a$  du matériau fin, le sable atteint sa teneur en eau résiduelle tandis que le silt est encore complètement saturé (figure 2-6). Cela a un effet direct sur la perméabilité des deux sols.

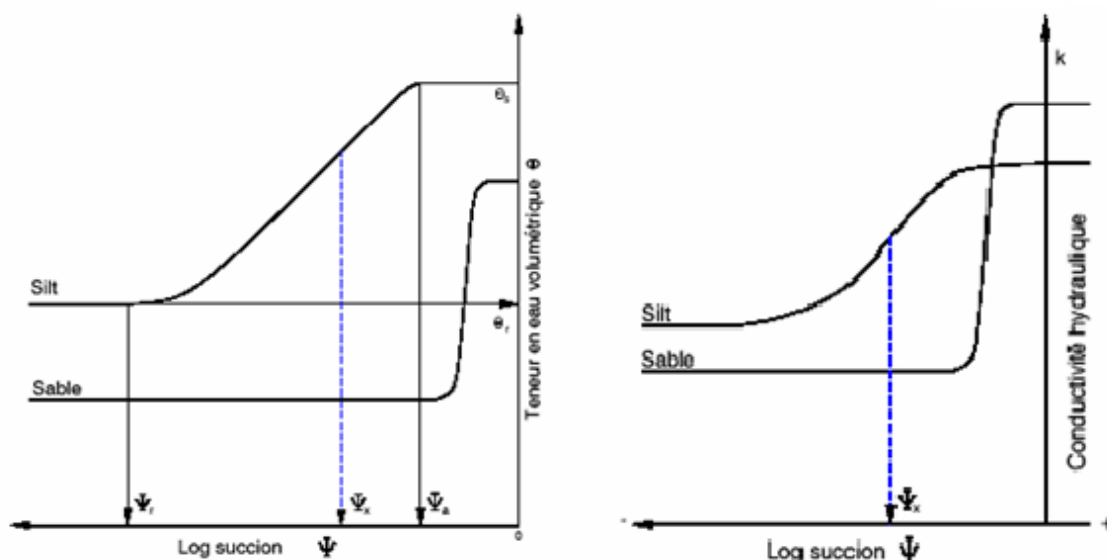


Figure 2- 6 : CRE et fonction de la conductivité hydraulique non saturée du sable et du silt (Adapté de Aubertin et al 2002)

Sur la figure 2-6, nous pouvons remarquer que la conductivité hydraulique non saturée des deux matériaux diminue progressivement au fur et à mesure que la succion augmente. À l'état saturé, le sable est plus perméable que le silt toutefois, sous certaines conditions de succion, le sable devient moins perméable que le silt. Lorsqu'un drainage libre est réalisé dans système bicouche formé d'un silt déposé sur un sable grossier, ce dernier se draine aisément ce qui engendre une diminution de

sa conductivité hydraulique. La chute de la conductivité est plus rapide dans le sable que dans le silt et, à des valeurs plus élevées de la succion, le silt devient plus perméable, ce qui implique une réduction importante de l'écoulement vertical du matériau fin vers le matériau grossier tout en favorisant l'accumulation et la saturation en eau dans le matériau fin. Plus d'information sur les effets de barrière capillaire en 1D peuvent être trouvés dans Akindunni et al. (1991) et Morel-Seytoux (1994).

### **2.3. Effets de barrière capillaire sur l'écoulement de l'eau 2D : limite de bas de pente et capacité de déviation latérale**

Dans les CEBC ayant des configurations horizontales avec un écoulement d'eau vertical, le fonctionnement des effets de barrière capillaire a été largement étudié et bien compris (Aubertin et al., 1995, 2002; Bussière 1999; Bussière et al. 2003, 2006; Maqsood et al. 2011, 2017; Maqsood 2017). On retrouve également de l'information dans certaines études sur les recouvrements de type stockage et relargage (Store-and-Release - Ross, 1990; Morris et Stormont, 1997; Zhan et al. 2001; Williams et al. 2003; Aubertin et al. 2008; Bossé et al. 2013, 2014 et Knidiri 2015; Knidiri et al. 2017). Cependant, le comportement des recouvrements inclinés utilisant les effets de barrière capillaire est différent et plus complexe. En effet, lors de l'application d'un taux de précipitations sur un recouvrement constitué d'un sol fin placé sur un sol grossier, l'eau s'infiltre dans la couche de matériau fin et commence à s'accumuler le long de l'interface sol fin-sol grossier et glisser en suivant la pente ce qui engendre une répartition hétérogène des teneurs en eau volumiques dans le matériau fin. La teneur en eau volumique augmente de plus en plus vers la partie basse de la pente (Bussière et al. 2003b, Mancarella et al. 2012). Dans le cas de l'application d'un taux de recharge plus important, une plus grande quantité d'eau s'accumule au niveau de l'interface et s'écoule le long de la pente (figure 2-7). Quand cette quantité d'eau se déplace le long de l'interface, le degré de saturation dans le matériau fin augmente progressivement en allant vers le bas de la pente et les effets de barrière capillaire s'affaiblissent graduellement jusqu'à que la succion au niveau de l'interface atteigne la valeur d'entrée d'eau (WEV) du matériau grossier situé en bas où l'eau commence à s'infiltrer (Morris et Stormont 1999; Cifuentes et al. 2006; Aubertin et al. 2009; Rahardjo et al. 2012). La localisation de ce point d'infiltration le long de l'interface où la rupture du bris capillaire a eu lieu est appelée limite de bas de pente (DDL pour « Down Dip Limit ») (Ross, 1990). Cette limite est souvent désignée par un point mais en réalité il s'agit d'une zone le

long de l'interface où le bris capillaire disparaît progressivement (Bussière, 1999). La quantité d'eau déviée le long de la pente jusqu'à ce point représente la capacité de déviation latérale de la barrière capillaire ( $Q_{\max}$ ). La distance le long de l'interface entre le haut de la pente et le point DDL correspond à la longueur de déviation latérale ( $L_d$  - Aubertin et al., 2009) et la longueur effective de la barrière capillaire ( $L_{\text{eff}}$ ) correspond à la distance horizontale entre le haut de la pente et la limite de bas de pente (DDL - Ross, 1990).

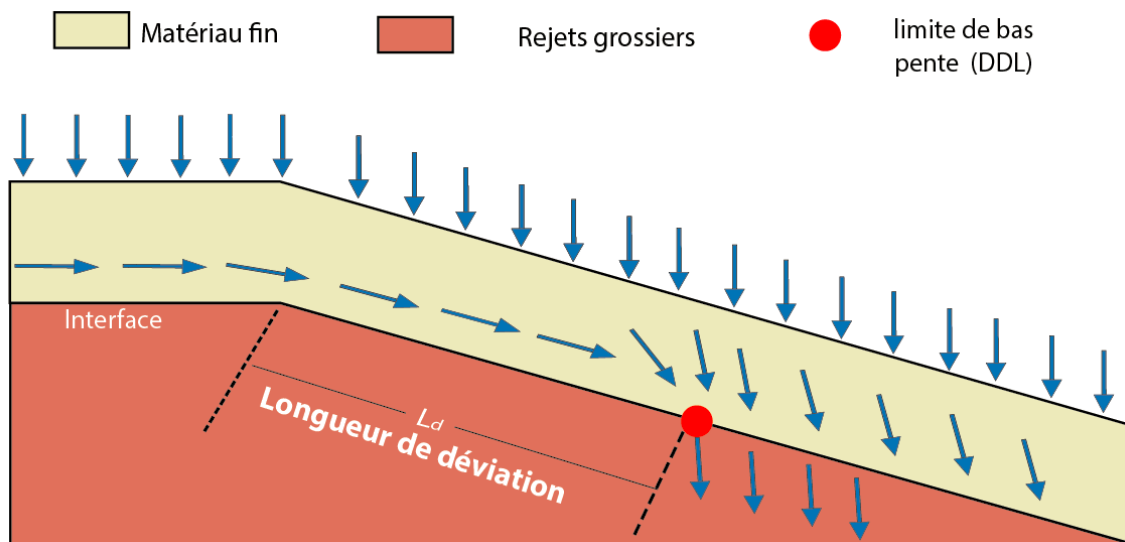


Figure 2- 7 : Écoulement d'eau dans une barrière capillaire inclinée, rupture de bris capillaire et localisation de point DDL (Knidiri, 2015 adapté de Bussière, 1999)

L'efficacité d'une barrière capillaire inclinée est directement liée à sa capacité de déviation et sa longueur  $L_d$ . Une barrière capillaire inclinée est considérée efficace si la longueur de déviation est supérieure à la longueur de la pente (Aubertin et al. 2015). Plusieurs paramètres contrôlent la longueur de déviation latérale dont les propriétés hydriques des matériaux constituant la barrière capillaire, la géométrie de la barrière et son inclinaison, l'épaisseur de recouvrement et le taux de précipitations. L'effet de chacun de ces paramètres a été étudié et décrit dans plusieurs travaux (Bussière et al. 1999, 2003b; Andrina et al. 2009; Qian et al. 2009 et Sawada et al. 2017).

Des solutions analytiques ont été développées pour l'estimation de la capacité de déviation d'une barrière capillaire et sa longueur de déviation latérale ( $L_d$ ). Les valeurs estimées de la capacité de déviation et de la longueur  $L_d$  à l'aide des solutions analytiques sont habituellement inférieures aux valeurs mesurées au laboratoire ou à l'aide des modélisations numériques (Bussière, 1999; Bussière

et al. 2002, 2003a). Les solutions analytiques les plus utilisées dans la littérature sont présentées dans la section qui suit.

## 2.4. Solutions analytiques pour évaluer la capacité de déviation

Les solutions analytiques sont souvent utilisées dans le but d'estimer de façon préliminaire et approximative la capacité de déviation ( $Q_{max}$ ) de la barrière capillaire et sa longueur effective ( $L_{eff}$ ) (Pease and Stormont, 1996; Bussière, 1999; Tami et al. 2004 et Bussière et al. 2007b). Les solutions analytiques présentent plusieurs limites liées aux hypothèses sur lesquelles elles se sont basées et qui sont : le régime d'écoulement est permanent, aucune considération des effets d'évaporation, l'épaisseur de la couche de bris capillaire est infinie, la nappe phréatique est profonde et la succion à une distance donnée de l'interface ne dépend pas de l'emplacement le long de la pente (Bussière, 1999, Aubertin et al. 2009). Cette dernière hypothèse n'est pas réaliste plus particulièrement pour les cas réels sur le terrain. Il est donc impératif d'utiliser ces solutions analytiques avec précaution (Bussière et al. 2007b). Pour toutes les solutions analytiques, la longueur effective du bris capillaire est estimée en divisant le  $Q_{max}$  par le taux de précipitations appliqué  $P$ . Dans ce qui suit on présente quelques solutions analytiques pour l'évaluation du DDL.

### ▪ Solution analytique de Ross (1990)

Ross (1990) a étudié les barrières capillaires inclinées et il a montré que le taux d'infiltration est faible dans le haut de la pente tandis que ce taux augmente au fur et à mesure vers le bas de la pente jusqu'à un point critique où l'infiltration est plus grande (point DDL). Dans le but d'estimer la capacité de déviation d'une barrière capillaire inclinée ainsi que sa longueur effective  $L_{eff}$ , Ross a développé une solution analytique décrite par l'équation suivante :

$$Q_{max} = k_{sat_2} \frac{\tan \alpha}{a_{s_2}} \left[ \left( \frac{P}{k_{sat_1}} \right)^{a_{s_2}/a_{s_1}} - \frac{P}{k_{sat_2}} \right] \quad (2.22)$$

Où (les indices 1 et 2 se réfèrent au matériaux grossier et fin respectivement) :

$\alpha$  : angle de la pente ;

$k_{sat}$  : conductivité hydraulique saturée (m/s) ;

$a_s$  : paramètre qui est fonction de la géométrie des pores (Philip, 1969) ;

$P$  : le taux de précipitation (m/s).

▪ **Modification de la solution analytique de Ross (1990) par Steenhuis et al. (1991)**

La solution analytique proposée par Ross (1990) pour évaluer la capacité de déviation d'une barrière inclinée et estimer sa longueur effective de déviation intègre des paramètres hydrogéologiques provenant du modèle proposé par Gardner (1958) qui permet d'estimer la fonction de perméabilité  $k_u$  de la couche de rétention d'eau en fonction de la succion matricielle. La solution analytique proposée par Steenhuis et al. (1991), qui est une version modifiée de la solution de Ross (1990), remplace les paramètres du modèle de Gardner (1958) par ceux du modèle de Rijtema (1965). Steenhuis et al. (1991) se basent sur l'hypothèse que l'eau déviée par la couche de rétention d'eau ne s'infiltre dans la couche de matériau grossier que lorsque la pression interstitielle à l'interface devient supérieure à la valeur d'entrée d'eau (WEV) du matériau grossier. Ce paramètre est maintenant utilisé dans la plupart des approches visant à estimer la capacité de déviation latérale des barrières inclinées (e.g. Bussière 1999; Aubertin et al. 2006). L'équation de Steenhuis et al. (1991) peut s'écrire comme suit :

$$Q_{dm} = k_{sat_2} \tan \alpha \left[ a_{s_2}^{-1} \left( 1 - \frac{P}{k_{sat_2}} \right) + \psi_{a_2} - \psi_w \right] \text{ avec } (\psi_{a_2} \geq \psi_w) \quad (2.23)$$

où :

$\psi_a$  : pression d'entrée d'air (AEV en m d'eau) ;

$\psi_w$  : pression d'entrée d'eau (WEV) dans le matériel grossier (m d'eau).

▪ **Solution analytique de Morel-Seytoux (1994)**

La solution analytique de Morel-Seytoux (1994) est différente des deux autres présentées précédemment. Cette équation introduit plusieurs paramètres dont la succion capillaire efficace du sol fin ( $\psi_c$ ) qui caractérise le comportement non saturé, les paramètres de l'équation de Brooks et Corey (1964) pour décrire la fonction de perméabilité non saturée et la fraction transmise  $q^*$  ; ce dernier paramètre permet d'évaluer la capacité de déviation d'une barrière capillaire inclinée à différents pourcentage de percolation ( $q^*$  est inférieure à 1 ou égale à 1 dans le cas où l'infiltration est totale, soit au point DDL). L'intégration du paramètre de la fraction transmise  $q^*$  rend la solution de Morel-Seytoux (1994) générale et plus réaliste que les solutions de Ross (1990) et Ross modifiée par Steenhuis et al. (1991) qui ne sont valides que pour le cas où  $q^*$  est égale à 1 (Bussière 1999, Bussière et al. 2003). L'approche de Morel-Seytoux (1994) s'écrit comme suit :

$$Q_{dm} = k_{sat_2} \tan \alpha \left[ \psi_{c_2} - \psi_{aM_1} \left( \frac{q^* P}{k_{sat_1}} \right)^{\frac{-M_1}{P_1}} \right] \quad (2.24)$$

où :

$\psi_c$  : pression capillaire effective ;

$\psi_{aM}$  : pression d'entrée d'air de la courbe de mouillage ;

$q^*$  : fraction transmise ;

$M$  : paramètre de Brooks and Corey (1964) utilisé pour décrire la courbe de rétention d'eau ;

$p$  : paramètre utilisé pour décrire la fonction de perméabilité ( $p = 3 + 2M$ ).

Les solutions analytiques présentées ici sont souvent utilisées pour une estimation préliminaire de la capacité de déviation d'une barrière inclinée et sa longueur effective. Au cours des dernières années, leur utilisation a de plus en plus diminué et elles sont remplacées par la modélisation numérique. En effet, les chercheurs privilégient l'utilisation des codes numériques pour l'estimation de la capacité de déviation en raison de leur exactitude et leur capacité à prendre en considération plusieurs paramètres à la fois. Les avantages de l'utilisation de la modélisation numérique et son fonctionnement sont présentés dans la section qui suit.

## 2.5. Modélisation numérique

Dans le premier stade d'un projet, la modélisation numérique est utile puisqu'elle permet d'analyser les problèmes d'écoulement dans les milieux poreux saturés et non-saturés. À partir de paramètres hydrauliques des matériaux et en imposant les conditions observées sur le terrain, on peut analyser les conditions d'écoulement au sein des matériaux, représenter de façon assez réaliste les conditions in situ et évaluer leur comportement à long terme.

La modélisation numérique permet d'avoir une idée globale sur le comportement du système de recouvrement à court et à long terme et d'estimer son efficacité avant sa construction. La résolution d'un problème numérique se fait d'abord par une discrétisation du problème dans le temps et dans l'espace. En intégrant les propriétés des matériaux et les conditions frontières, on transforme les équations différentielles partielles, qui sont difficiles à résoudre analytiquement, en équations algébriques qui peuvent être résolues à l'aide des méthodes numériques.

L'écoulement d'eau dans un milieu non saturé est décrit par des équations non linéaires, et les équations algébriques obtenues seront également non linéaires. Leur résolution se fait par des méthodes itératives ou de discrétisation linéaire. Cette résolution des problèmes se fait par des algorithmes dont les plus utilisés sont ceux de Picard et de Newton-Raphson (Huyakorn et Pinder, 1983; Paniconi et Putti, 1994; Mehl, 2006).

La plupart des codes numériques se basent sur des méthodes traditionnelles de résolution numérique soit la méthode des différences finies, la méthode des volumes finis et la méthode des éléments finis. Cette dernière est celle sur laquelle se base le logiciel SEEP/W qui est utilisé dans ce projet et, pour cette raison, seule cette méthode sera décrite dans ce qui suit.

## **2.5.1 Méthode des éléments finis**

La résolution des équations complexes des écoulements de l'eau en milieu non saturé se fait par discrétisation de problèmes dans l'espace et dans le temps. Et, comme déjà mentionné, il existe différentes méthodes numériques pour résoudre ce genre de problèmes. La méthode la plus utilisée dans les codes numériques est celle des éléments finis (MEF). La MEF consiste à l'application de la méthode variationnelle sur chacune des fractions d'un domaine discrétisé en éléments géométriques simples. Cette méthode est utilisée pour résoudre différents genres de problèmes pour différents domaines; par exemple, elle est employée dans les problèmes de génie civil pour la simulation des écoulements et des pressions autour d'un barrage, dans la géotechnique et la stabilité des terrains (Mestat et al. 1993; Droniuc et al. 2001; Dias 2005). Elle s'applique aussi pour la modélisation du transport des contaminants et l'écoulement des fluides en milieu non saturé. La MEF permet de stabiliser la dispersion numérique d'une façon plus efficace que la méthode des différences finies (Quiot, 2008).

Pour une bonne application de la MEF à un problème physique donné, les étapes suivantes doivent être suivies (Bathe, 2001; Dhatt, 2005; Marceau, 2007) :

### ➤ Première étape : définition du problème

Il s'agit d'une conversion de problème physique étudié en une ou plusieurs équations différentielles aux dérivées partielles (EDP). Dans le cas des barrières capillaires, il s'agit d'un écoulement en milieu non saturé décrit par l'équation de Richards (2.9).

L'EDP doit décrire le problème physique en tout point ou nœud d'un domaine géométrique, en prenant en considération les conditions imposées sur les frontières (bords). Ces conditions frontières sont de trois types :

- Condition de Dirichlet : cette condition est définie par une charge imposée que la solution doit vérifier sur les frontières.
- Condition de Newman où le flux est imposé;
- Condition de Robin ou de Fourier : c'est une condition mixte qui se traduit par la combinaison des conditions de Newman et Dirichlet (par exemple imposer une relation entre potentiel et flux dans le cas d'un écoulement).

➤ Deuxième étape : forme variationnelle

Cette étape consiste à simplifier les EDP trouvées en première étape et de les reformuler sous forme intégrale nommée "forme variationnelle" ou encore "forme faible". Dans cette nouvelle forme simplifiée, et compte tenu des conditions aux limites, la fonction à résoudre arrive avec des dérivées d'ordre inférieur.

➤ Troisième étape : maillage, choix des nœuds et des fonctions d'interpolation

Cette étape consiste, d'une part, à subdiviser le domaine en plusieurs petits sous domaines appelés mailles. Deux éléments voisins forment des nœuds communs, dans le cas où ces derniers sont choisis aux extrémités des éléments, cela réduit le nombre de nœuds et assure la continuité de la solution approchée.

D'autre part, cette étape consiste aussi à définir pour chaque élément une fonction locale appelée fonction d'interpolation, et chaque élément muni de ces informations est dit complété et appelé élément fini. Les logiciels de simulation numérique utilisant la MEF offrent le choix de plusieurs types d'éléments, des lignes pour les problèmes à une seule dimension (1D), des triangles et des rectangles pour les problèmes à deux dimensions (2D), des tétraèdres, des hexaèdres et des pentaèdres pour les problèmes à trois dimensions (3D).

Pour chaque nœud, la valeur de la solution qui est lui imposée doit déterminer d'une façon unique et complète la fonction d'interpolation (Mhaguen, 2011). Il s'agit de trouver toutes les valeurs nodales de la solution pour résoudre la fonction d'interpolation. Cette étape est très importante en ce qui concerne la précision des résultats.

➤ Quatrième étape : résolution du système matriciel



Après avoir attribué une équation pour chaque élément de domaine, ces équations sont assemblées et la discrétisation variationnelle donne un système d'équations de la forme matricielle suivante :

$[K] \times \{X\} = \{A\}$  avec :

$[K]$  : matrice des coefficients qui détermine la géométrie et les propriétés de l'élément considéré ;

$\{X\}$  : vecteurs inconnus ; et

$\{A\}$  : vecteurs des actions aux nœuds.

Par exemple dans le cas de simulation d'écoulement de l'eau, la matrice  $[K]$  représente les coefficients de la géométrie de domaine et les propriétés des matériaux utilisés, les vecteurs  $\{X\}$ , représentent la charge hydraulique totale aux nœuds, et les vecteurs  $\{A\}$ , représentent le flux d'eau aux nœuds.

Pour la résolution de ce système matriciel, deux méthodes sont essentiellement utilisées dans la plupart des cas : la méthode directe (élimination de Gauss, décomposition de Cholski, etc.) et la méthode itérative (Jacobi, gradient conjugué, etc.). La MEF présente certains avantages et limitations (Marceau et al. 2007):

- Avantages
- résolution rapide de problème et possibilité de la visualisation graphique des résultats ;
- choix de type d'élément à utiliser dans le maillage pour la discrétisation d'un domaine ;
- possibilité d'application pour des conditions fortement complexes (problème physique ou mathématique).
- Limitations
- dépendance de la solution calculée aux données numériques imposées initialement (caractéristiques des matériaux, conditions aux limites, etc);
- modification de la géométrie (domaine) entraîne un nouveau maillage ;
- mauvais choix du maillage limite la précision des résultats ;
- parfaite connaissance de la géométrie du domaine à étudier et de ses conditions aux limites est indispensable pour traiter une problématique par la MEF.

Plusieurs travaux et ouvrages offrent une description complète et détaillée de la résolution de problèmes hydrogéologiques en conditions saturées et non-saturées par la MEF, et parmi ces ouvrages on trouve Bathe (1982), Huyakorn et Pinder (1983), Segerlind (1984), Zienkiewicz et Taylor (1991), Trottier et al. (2014), Schneider et al. (2015) et Vopat et al. (2017).

## 2.5.2 Modélisation par SEEP/W

SEEP/W (version 2016) est un logiciel de modélisation numérique développé par GEOSLOPE international de Calgary au Canada (Geoslope international, 2016). Ce logiciel, qui utilise la méthode des éléments finis (MEF), permet de résoudre des problèmes d'écoulement au sein des systèmes formés des matériaux poreux. Plusieurs études ont permis de vérifier la validité du logiciel pour des cas de recouvrement miniers impliquant des effets de barrière capillaire (Chapuis et al. 1993, 2001; Bussière et al. 1998 ; Bussière, 1999 ; Demers 2009; Papst 2011).

Pour résoudre l'équation de Richards (1931) et simuler des écoulements saturés et non-saturés, SEEP/W utilise la méthode de Galerkin, qui est un cas particulier de la méthode des résidus pondérés. La modélisation peut se faire pour des cas unidimensionnel (1D) ou bidimensionnel (2D), des écoulements stationnaires ou transitoires et en présence de sol isotrope et anisotrope.

Pour simuler un cas et construire le modèle numérique, il faut tout d'abord définir les propriétés des matériaux utilisés incluant leurs courbes de rétention d'eau et leurs courbes de conductivité hydraulique non-saturée. Le logiciel ne considère pas les phénomènes d'hystérésis, mais il est possible d'introduire le phénomène d'anisotropie. Ensuite, il est nécessaire de construire la géométrie de cas à modéliser et lui imposer des conditions initiales et des conditions aux frontières comme la charge hydraulique, la pression d'eau ou le débit. Les éléments du modèle peuvent être de forme rectangulaire ou triangulaire, et ils peuvent comprendre des nœuds secondaires.

Une fois les propriétés des matériaux introduites et les conditions initiales et aux limites définies, le logiciel résout le système d'équations et calcule la distribution des pressions interstitielles, des charges hydrauliques, des vitesses d'écoulement, des débits, des gradients, etc. SEEP/W permet une visualisation directe des résultats obtenus sous forme des contours d'isovaleurs ou sous forme de graphes et profils qui décrivent la variation des paramètres hydrogéologiques de système dans des localisations bien choisies. On peut imposer des conditions frontières à l'aide d'une fonction temporelle; il est nécessaire de définir les paramètres de cette fonction et de la résolution du système (durée, précision recherchée, pas de temps, etc.). Les principales caractéristiques du logiciel SEEP/W sont résumées dans le Tableau 2- 1 ci-dessous.

Tableau 2- 1 : Résumé des principales caractéristiques du logiciel SEEP/W (adapté de Bussière, 1999; Bussière et al., 2003; GEO-SLOPE, 2016)

Éléments utilisés	Quadrilatéraux avec ou sans nœud secondaire Triangulaires avec ou sans nœuds secondaires
Fonctions d'interpolation	Fonction de Bathe
Équations des éléments finis	Méthode de Galerkin
Intégration dans le temps	Méthode d'approximation de différences finies (méthode implicite)
Intégration numérique	Intégration de Gauss
Résolution des équations	Technique d'élimination gaussienne avec des substitutions répétées
Convergence	Techniques des splines : changements acceptés entre deux étapes d'itérations (DK)
Conditions aux limites	Neuman : conditions de débits Dirichlet : condition de charge Robin ou Fourier : mixte des deux premières conditions
Lissage des courbes	Technique des splines (courbes de conductivité, de rétention, des conditions limites)

## 2.6. Modélisation physique des barrières capillaires au laboratoire et travaux antérieurs

Le comportement des systèmes bicouches ou multicouches utilisant les effets de barrière capillaire dans un système d'écoulement unidimensionnel est relativement bien compris et plusieurs travaux ont été réalisés sur ce sujet au cours des dernières années (Aubertin et al. 1995; Bussière, 1999; Aubertin et al. 2002). L'effet de la géométrie et le comportement des systèmes inclinés ont été investigués à l'aide de simulations numériques et par des études de modélisation physique au laboratoire. Les modèles physiques sont habituellement des parallélépipèdes, en verre ou en bois, utilisés pour contenir et retenir les différentes couches des matériaux. Ces dispositifs sont souvent dotés d'un levier qui permet de modifier son inclinaison pour pouvoir évaluer l'effet de la pente sur le comportement du système. Les modèles sont instrumentés de plusieurs équipements dont des sondes pour les mesures des teneurs en eau volumiques et des succions ainsi que d'un simulateur de pluie, situé au-dessus, pour produire différents scénarios de taux de recharge ou de précipitations.

Dans cette partie de ce chapitre, on cite quelques travaux de recherche réalisés au fil des dernières années à l'aide de la modélisation physique au laboratoire. On présente brièvement leurs objectifs principaux ainsi que les résultats les plus importants obtenus.

### 2.6.1 Bussière et al. (1998) et Bussière (1999)

Bussière et al. (1998) et Bussière (1999) ont été les premiers à proposer un modèle physique de taille intermédiaire pour simuler au laboratoire le comportement hydrogéologique de barrière capillaire inclinée. Dans ce travail, une boîte inclinée de  $(2.5 \times 0.25 \times 1 \text{ m}^3)$  a été développée (Figure 2- 8).

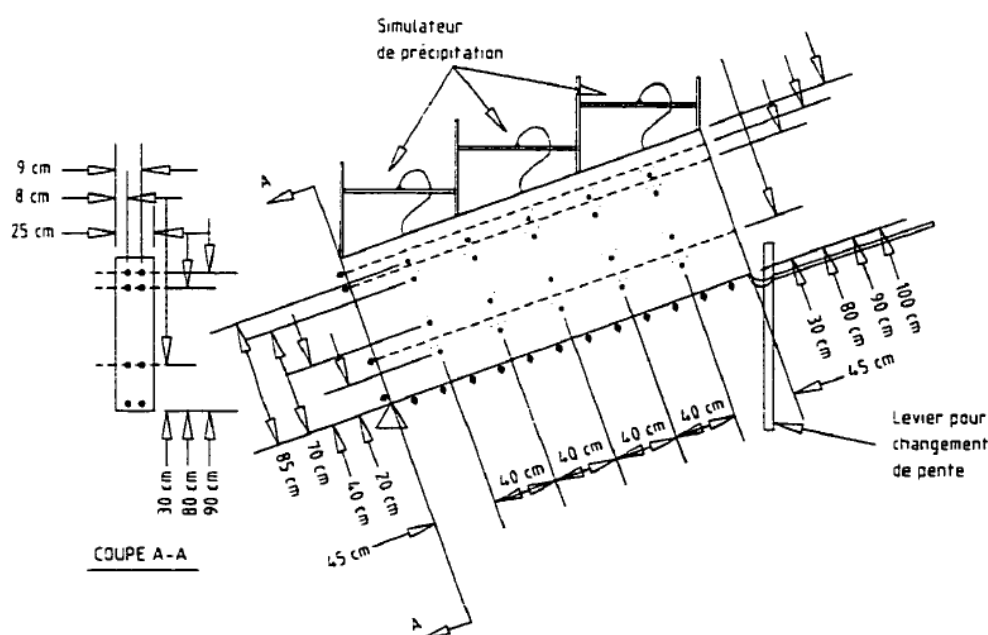


Figure 2- 8 : Dispositif expérimental de Bussière (1999)

Le modèle a été équipé de plusieurs sondes pour les mesures des teneurs en eau volumiques et des succions, ainsi qu'un dispositif permettant son inclinaison. Le modèle est muni de trous placés à sa base pour récupérer les eaux d'infiltration et déterminer la longueur effective de bris capillaire. Trois pentes ont été testées ( $0^\circ$ ,  $9^\circ$  et  $18^\circ$ ) pour statuer sur l'effet de l'inclinaison sur le comportement de la barrière capillaire inclinée. Des matériaux ayant une grande sensibilité aux variations de la succion ont été placés dans la boîte en raison de la dimension du modèle réduit. Ces matériaux ont permis d'observer les effets de la pente dans la boîte inclinée. L'ensemble des résultats obtenus à l'aide de la modélisation physique au laboratoire, combinés à des simulations numériques ont permis de confirmer que la pente a un effet significatif sur le comportement

hydrique de la barrière capillaire inclinée. Cet effet se traduit par l'augmentation de la succion dans le haut de la pente qui se désature par rapport à la partie située en bas de la pente qui maintient un degré de saturation plus élevé. La longueur de la déviation latérale de la CEBC varie d'une façon proportionnelle par rapport au degré d'inclinaison, plus la pente est grande plus la longueur de déviation latérale est importante. L'efficacité de la barrière pour limiter le flux d'oxygène est différente selon la position le long de la pente. Un tel comportement peut avoir un impact important sur la performance des CEBC conçues pour limiter l'entrée d'oxygène dans les parties inclinées des haldes à stériles ou des parcs à résidus.

### 2.6.2 Kampf et al. (2003)

Kampf et al., (2003) ont étudié la capacité de déviation latérale d'un système bicouche utilisant les effets de barrière capillaire tout en mettant l'emphasis sur les paramètres qui influencent l'écoulement d'eau dans ce genre de système. Une modélisation physique a été réalisée au laboratoire à l'aide d'un dispositif expérimental de (8m x 0,2m x 1,2 m) (Figure 2- 9).

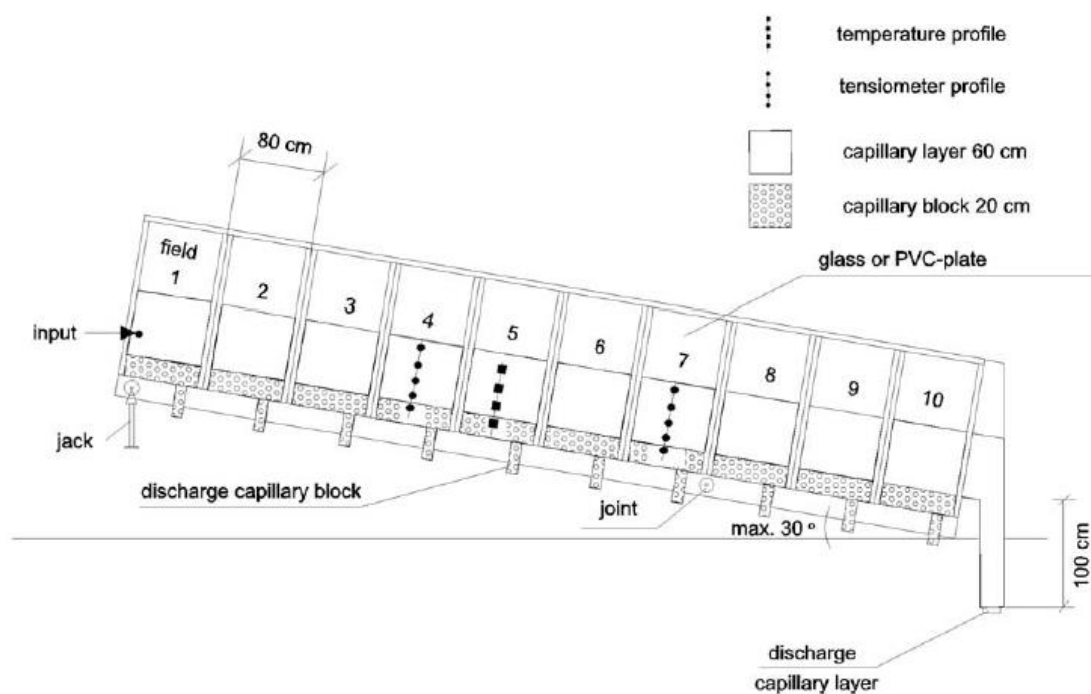


Figure 2- 9 : Dispositif expérimental de Kampf et al. (2003)

Les expériences au laboratoire confirment que la capacité de déviation est une fonction linéaire de l'inclinaison du système et peut être définie comme une valeur qui dépend des propriétés

hydrogéologiques des deux couches constituant la barrière capillaire. Les propriétés hydrogéologiques de la couche capillaire déterminent le profil d'écoulement d'eau et la pression d'eau pour le transport latéral des eaux d'infiltration. Une distribution uniforme de la déviation par la barrière a été observée dans le cas d'un taux de recharge faible. En augmentant le taux de recharge, la distribution devient moins régulière avec des infiltrations locales à travers des chemins d'écoulement préférentiels surtout dans le cas d'une déviation maximale. La modélisation numérique basée sur les résultats de cette modélisation physique confirme la grande sensibilité de système aux propriétés hydrogéologiques des deux couches qui ont un impact direct sur la performance de la barrière capillaire.

### **2.6.3 Tami et al. (2004)**

Tami et al. (2004) ont construit un modèle physique au laboratoire pour étudier les barrières capillaires inclinées et comprendre les mécanismes qui y sont associés. Avant la construction du dispositif, de nombreuses simulations numériques ont été faites dans le but de déterminer les dimensions optimales du dispositif ainsi que la nature des matériaux appropriés pour le modèle. Le modèle physique (2m x 0,3m x 0,6m) (Figure 2- 10) a été construit en utilisant deux différentes combinaisons de sols; un sable limoneux sur un sable graveleux, et un sable fin sur un sable graveleux.

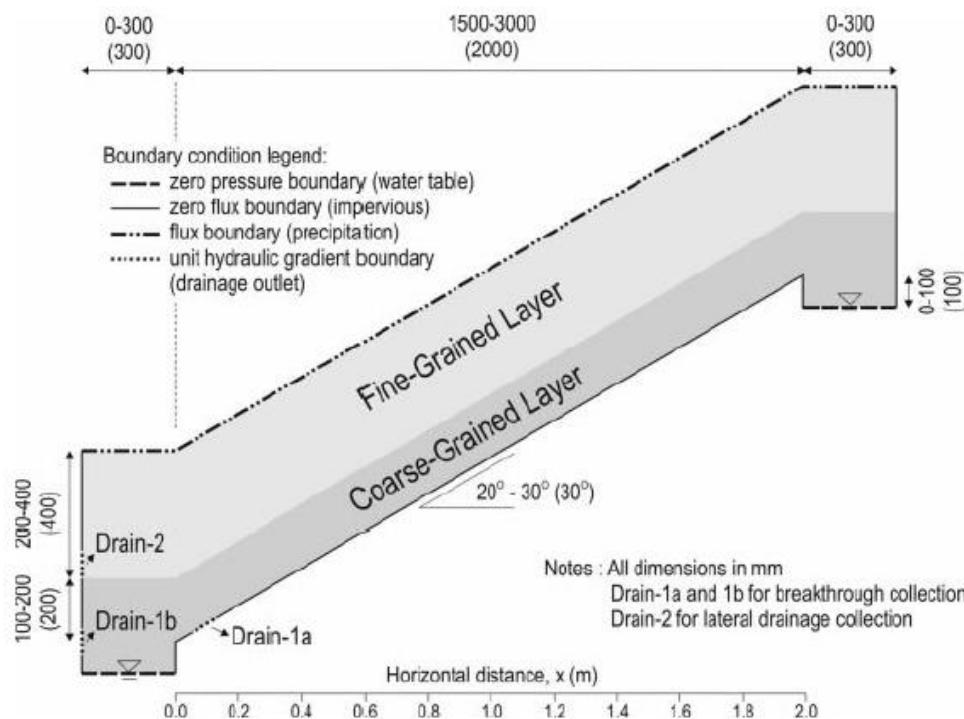


Figure 2- 10 : Dispositif expérimental de Tami et al. (2004)

La modélisation physique a servi à valider des analyses numériques. Les résultats de la simulation numérique ont été comparés aux résultats expérimentaux; la concordance entre les deux types de résultats est en général bonne. Ces résultats ont permis de conclure que : 1) les simulations numériques utilisant les propriétés des matériaux obtenues durant le processus de drainage et qui utilisent initialement des matériaux secs peuvent prédire adéquatement la grandeur de la déviation latérale et 2) les simulations qui utilisent les propriétés des matériaux obtenues durant le processus de mouillage prédisent bien les taux d'infiltration. Il est également recommandé de prendre en compte l'effet d'hystérésis dans la simulation numérique afin de mieux prédire le comportement hydrogéologique du système. Cette étude a démontré que le code numérique utilisé pouvait simuler adéquatement les essais expérimentaux réalisés à l'aide du modèle physique.

#### 2.6.4 Qian et al. (2009)

Qian et al. (2009) ont étudié, à l'aide d'un modèle physique au laboratoire, les performances de la barrière capillaire dans le but d'une utilisation comme couverture pour le stockage de déchets nucléaires. Dans cette étude, un dispositif expérimental (1,2m x 0,4m x 0,7 m) a été construit. Ce dispositif en verre transparent permettait la visualisation de la performance de la barrière capillaire.

Le modèle physique est divisé en trois parties pour la récupération des eaux de déviation latérale ainsi que les eaux d'infiltration (Figure 2- 11).

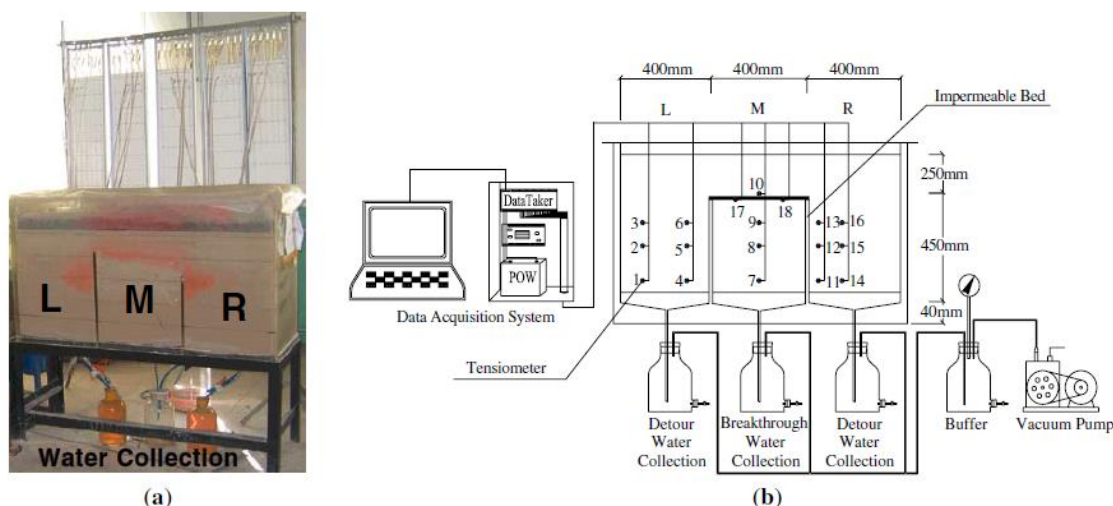


Figure 2- 11 : Photo de dispositif expérimental, b schéma de dispositif et les instruments de mesure de Qian et al. (2009)

La barrière capillaire, formée de sable grossier recouvert de sable fin, a été testée sous différentes conditions : différentes inclinaisons ( $0^\circ$ ,  $10^\circ$  et  $20^\circ$ ), différentes épaisseurs des deux couches et différentes intensités de précipitation. Cette étude a montré que l'épaisseur de la couche de matériau fin a un impact direct sur la performance de la barrière capillaire : plus la couche est épaisse, plus la déviation latérale est importante. En outre, l'augmentation de l'inclinaison du système augmente la quantité d'eau déviée latéralement par la barrière capillaire. Par contre, l'augmentation de l'intensité des précipitations diminue sa capacité de déviation. Dans le cas des taux de recharge importants, il est recommandé d'utiliser une plus grande épaisseur ainsi qu'une inclinaison d'au moins  $10^\circ$ .

### 2.6.5 Andrina et al. (2009)

Andrina et al. (2009) ont étudié les écoulements d'eau dans les haldes à stériles miniers en se basant sur un modèle physique au laboratoire où la structure interne des haldes à stérile a été reproduite avec la formation de barrières capillaires suite au mode de déposition. Les objectifs de cette étude étaient de comprendre les mécanismes fondamentaux de l'écoulement d'eau dans les barrières capillaires, évaluer l'effet de la pente sur le comportement de la barrière ainsi que l'effet de l'intensité des précipitations sur la performance de ce genre de système. Trois modèles avec des



dimensions différentes ont été construits [1<sup>er</sup> 1,75m x 0,25m x 1,5m), 2<sup>ème</sup> (1,75m x 0,25m x 2m) et le 3<sup>ème</sup> (2,25m x 0,25m x 1,5m)] (figure 2-12).



Figure 2- 12 : Modèle physique de Andrina et al. (2009)

Les résultats de la simulation au laboratoire démontrent que le taux des précipitations appliqué est le facteur qui contrôle la distribution d'eau dans les couches de stériles. Dans le cas des taux de recharge faible, la couche de matériau fin semble être la couche préférée pour le transport latéral des eaux avec quelques infiltrations minimales dans la couche grossière. Par contre, l'augmentation du taux des précipitations engendre l'infiltration d'une plus grande quantité d'eau dans la couche de matériau grossier; toutefois la quantité minimale est transportée latéralement le long de la couche fine. Cet effet est dû à la différence des propriétés hydrogéologiques des deux matériaux utilisés dans cette expérience qui n'étaient pas capables de créer un important effet de barrière capillaire le long de l'interface des deux matériaux. Le calcul de la longueur de déviation latérale démontre que le taux des précipitations appliqué a un impact direct sur la capacité de déviation du système. Plus on applique un taux de recharge important moins la capacité de déviation est importante et la longueur de déviation latérale est petite.

### 2.6.6 Charles et al. (2014)

Charles et al. (2014) ont proposé une nouvelle barrière capillaire constituée de trois couches pour minimiser les infiltrations d'eau de précipitation dans un climat humide. La barrière est constituée d'une couche d'argile à la base couverte d'une CEBC conventionnelle composée de sable grossier et de silt. Pour évaluer l'efficacité de ce nouveau système à minimiser les infiltrations d'eau, un modèle physique (3m x 1m x 1,1m) (Figure 2- 13) a été construit. Le système a été instrumenté pour mesurer les suctions, les teneurs en eau volumiques, le ruissellement à la surface, les infiltrations et la longueur de déviation latérale ainsi que les percolations à travers la CEBC.

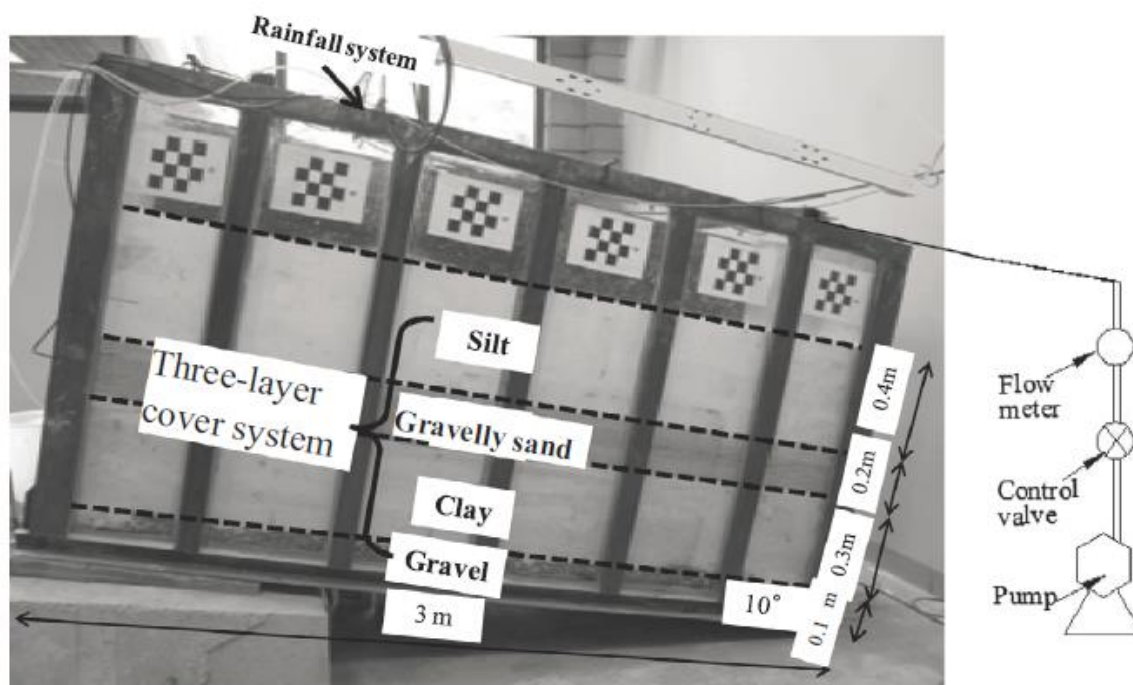


Figure 2- 13 : Modèle physique et instruments de mesure de Charles et al. (2014)

Les résultats expérimentaux de cette étude ont révélé une rupture des effets de barrière capillaire des deux couches supérieures après 30 minutes des précipitations dont l'intensité correspond à celle d'une période de retour de 100 ans (Hong Kong, Chine). Ce phénomène est dû à l'augmentation de la pression interstitielle, la teneur en eau volumique et le taux d'infiltration au sein de la couche de sable grossier. Après cette dissipation des effets de barrière capillaire créés dans les deux couches de haut (silt et sable grossier), des changements négligeables de la teneur en eau volumique et des suctions ont été mesurées dans la couche d'argile. Aucune percolation n'a été observée dans cette couche. Les eaux d'infiltration ont été déviées latéralement à travers la couche de sable grossier. Cela signifie que la couche de sable, qui était à la base la couche de bris capillaire dans

une CEBC conventionnelle, est devenue une couche de déviation latérale dans ce nouveau système multicouche à cause de la présence de la couche d'argile à la base.

La modélisation physique au laboratoire et la simulation numérique montrent que ce nouveau système de couverture multicouche fonctionne bien même sous des conditions de précipitation importantes. Ce nouveau système peut être une bonne alternative aux barrières capillaires conventionnelles qui visent à dévier l'eau et minimiser l'infiltration. Toutefois, d'autres études sont recommandées pour évaluer l'influence de l'inclinaison, le taux de recharge et sa durée et l'épaisseur de la couche d'argile.

### 2.6.7 Sawada et al. (2017)

Sawada et al. (2017) ont également testé les barrières capillaires pour protéger des monuments historiques de Tumuli des dommages causés par les précipitations. Pour ce faire, un dispositif expérimental (1,10 m x 0,60 m x 0,12 m) a été construit. Le modèle physique au laboratoire est constitué d'un sol fin déposé sur un sol grossier (Figure 2- 14).

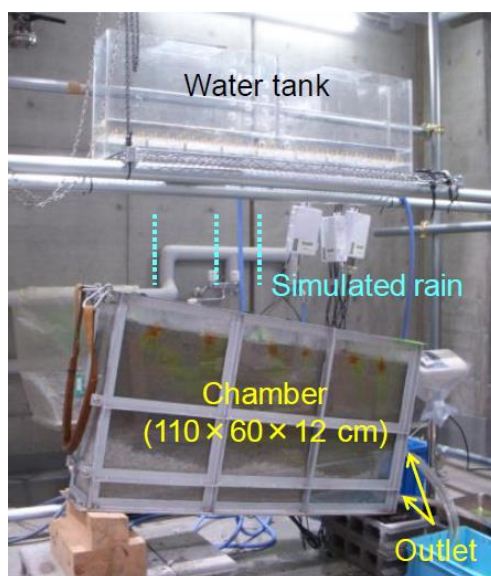


Figure 2- 14 : Modèle physique de Sawada et al. (2017)

Le mécanisme de percolation ainsi que la capacité de déviation latérale ont été évalués quantitativement à l'aide du modèle physique et de simulations numériques. Les tests réalisés indiquent que la capacité de déviation latérale est directement liée à l'inclinaison du système et à l'épaisseur de la couche de matériau fin. Par contre le taux de précipitation a un effet inverse sur la capacité de déviation latérale. Les simulations numériques ont évalué la capacité de déviation

latérale en fonction des variations des succions, de la charge hydraulique et de la conductivité hydraulique non saturée dans le système. Ces tests ont révélé que la conductivité hydraulique non saturée est le facteur qui contrôle le plus la capacité de déviation dans les barrières capillaires. Cette capacité est contrôlée par la différence entre la conductivité hydraulique des sols qui la constituent.

## 2.7. Synthèse des modèles physiques expérimentaux au laboratoire

Les dimensions des modèles physiques au laboratoire utilisés dans les travaux antérieurs sont choisies en fonction des objectifs de l'étude et l'espace de travail disponible. Les dimensions des modèles utilisés dans les travaux cités dans la littérature sont présentées au tableau 2-2.

Tableau 2- 2 : Dimensions des modèles physiques utilisés dans les travaux antérieurs

Nom de l'auteur	Titre de l'article ou de la thèse	Dimensions de modèle physique	Objectifs de l'étude
Bussière (1999)	Étude de comportement hydrique des CEBC inclinées à l'aide de modélisation physique et numérique	Longueur : 2.5 m Largeur : 0.25 m Hauteur : 1m Pente : 0°-9°-18°	Évaluer l'effet de la pente sur l'efficacité des CEBC
Kampf et al. (2003)	Identification et paramétrage des processus d'écoulement dans des barrières capillaires artificielles	Longueur : 8 m Largeur : 0.2 Hauteur : 1.2 Pente : 30°	Identification des paramètres contrôlant l'écoulement de l'eau dans les CEBC
Tami et al. (2004)	Conception et vérification au laboratoire d'un modèle physique de barrière capillaire inclinée	Longueur : 2 m Largeur : 0.3 m Hauteur : 0.6 m Pente : 20°-30°	Vérification des résultats de la simulation numérique par un modèle physique au laboratoire
Qian et al. (2009)	Investigation au laboratoire sur les facteurs affectant l'efficacité des CEBC dans un sol non saturé	Longueur : 1.2 m Largeur : 0.4 m Hauteur : 0.7 m Pente : 0°, 10° et 20°	Évaluer effet de plusieurs facteurs sur la performance des CEBC inclinées
Andrina (2009)	Le comportement physique et géochimique des haldes à stériles miniers dans un climat humide	Longueur : 1.75-2.25 m Largeur : 0.25 Hauteur : 1.5 - 2 m	Évaluer l'effet de la pente sur le comportement des CEBC et la qualité de l'effluent
Charles et al. (2014)	Étude physique et numérique de la déviation latérale dans les CEBC dans un climat humide	Longueur : 3m Largeur : 1m Hauteur : 1.1 m	Évaluation du comportement des CEBC inclinées à trois couches
Sawada et al (2017)	Utilisation des barrières capillaires pour le contrôle de l'infiltration et la protection des monuments historiques de Tumulus	Longueur : 1.1m Largeur : 0.12m Hauteur : 0.6 m	Evaluation d'effet de plusieurs paramètres sur la capacité de déviation latérale dans les barrières capillaires

Les dispositifs expérimentaux utilisés dans ces travaux de modélisation avaient des longueurs allant de 1,1m jusqu'à 3m, sauf pour le modèle de Kampf et al. (2003) où la longueur est de 8m. Les largeurs sont comprises entre 0,12 m et 1 m selon les matériaux utilisés et les hauteurs varient de 0,6 m à 2 m. Ces études ont permis d'identifier les facteurs qui influencent la capacité de déviation latérale et leur degré d'influence. La nature des matériaux utilisés dans la barrière capillaire est l'un des paramètres importants qui influencent sa capacité de déviation latérale : plus le contraste hydrique entre les matériaux est grand, plus les effets de barrière capillaire sont forts et plus la déviation latérale est grande. Le degré d'inclinaison a un effet majeur sur la capacité de déviation. En effet, plus la pente est grande, plus la déviation latérale est importante. En outre, l'augmentation de l'épaisseur a un effet moins prononcé par rapport aux deux facteurs déjà cités : une épaisseur plus grande apporte une légère augmentation de la capacité de déviation latérale de la barrière capillaire. Par contre, le taux de recharge a un impact inverse sur la capacité de déviation latérale : plus le taux de recharge est grand, moins la capacité de déviation latérale est importante et plus la longueur effective de déviation est petite.

## CHAPITRE 3 : MATÉRIELS ET MÉTHODES

Le présent projet vise à étudier la capacité d'une couche de contrôle des écoulements (CCE) à dévier l'eau et à évaluer les paramètres qui influencent sa performance. Cette étude est réalisée dans un milieu bien contrôlé en suivant trois grandes étapes : i) caractérisation des matériaux utilisés d'un point de vue physique et hydrogéologique; ii) modélisation physique dans un modèle réduit au laboratoire; iii) simulations numériques à l'aide de logiciel SEEP/W et comparaison des résultats numériques avec les résultats expérimentaux.

La méthodologie de l'étude peut être résumée dans le schéma ci-dessous.

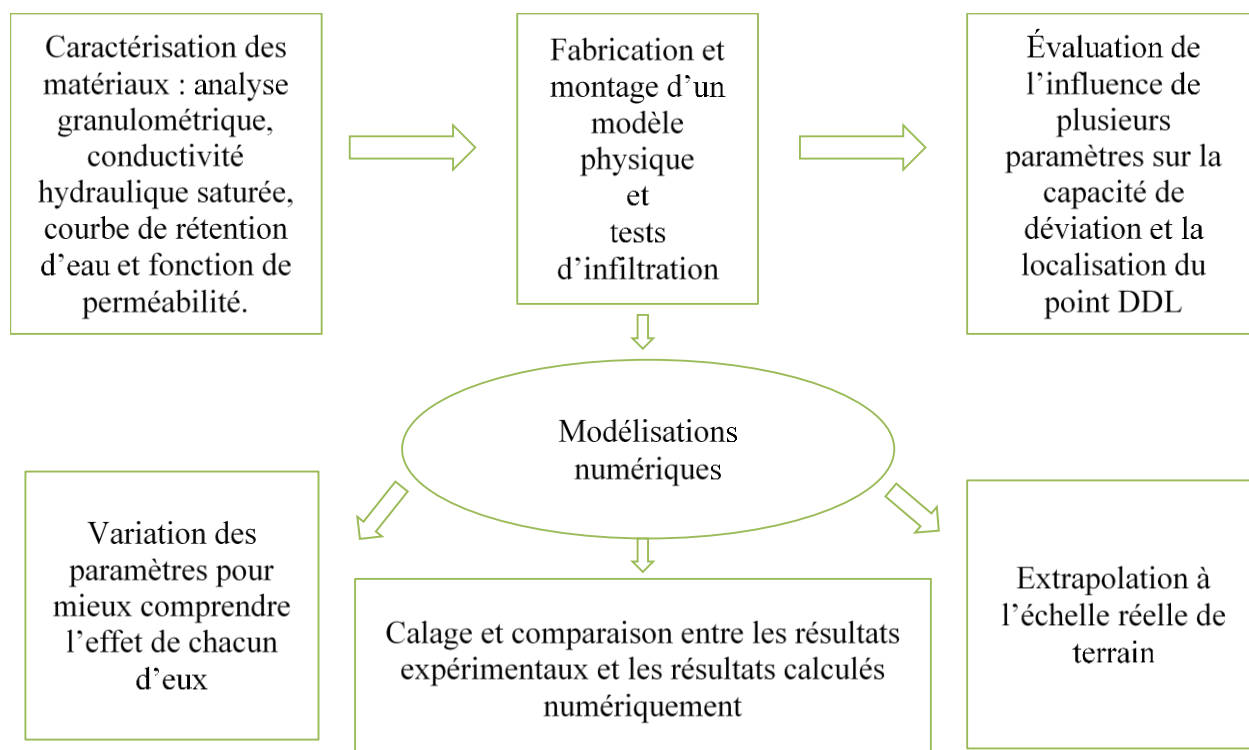


Figure 3- 1 : Méthodologie d'étude

Dans ce chapitre, on présente les méthodes de caractérisation des matériaux et les résultats qui en découlent. Ensuite, on décrit le dispositif expérimental utilisé dans cette étude ainsi que tout le matériel utilisé. Enfin, les différents scénarios qui vont être testés par les deux types de modélisation, physique et numérique, seront présentés.

### **3.1. Méthodes de caractérisation**

#### **3.1.1 Estimation des quantités des matériaux et échantillonnage**

Malgré la complexité des stériles miniers qui sont susceptibles à l'érosion interne sous écoulement et de la ségrégation lors de leur mise en place ainsi que leur mauvaise performance en drainage, ce matériau ainsi que le sable fin ont été utilisés pour être en concordance avec une étude menée à l'échelle du terrain. Dans le cadre de cette étude, une halde expérimentale a été construite sur le site de la mine du Lac Tio (Rio Tinto Fer Titane - Dubuc 2018). Cette halde a une longueur de 70 m, une largeur de 10 m et une hauteur de 7 m et qui a été recouverte par une couche de sable jouant le rôle d'une CCE. Les matériaux ont été sélectionnés suite à plusieurs rencontres entre la compagnie minière et les chercheurs impliqués dans cette étude (Bussière, Aubertin, Plante, Pabst et Chouteau).

Ainsi dans le cadre notre étude, on ne vise pas à sélectionner les matériaux mais on vise à simuler le comportement hydrogéologique de cette cellule expérimentale à l'échelle d'un modèle de laboratoire et de tester l'influence de différents paramètres (étude paramétrique relative à l'inclinaison, l'intensité des précipitations et l'épaisseur de la couche protectrice CCE).

Dans le modèle expérimental de laboratoire, les stériles miniers vont être installés à la base du dispositif comme couche de bris capillaire; cette couche aura une épaisseur de 50 cm avec une porosité de 0,28. Pour atteindre cette porosité, on doit disposer de 1,6 tonnes de stériles (voir tableau 3-1). Ensuite, 3 couches de sable vont être installées, l'une après l'autre, au-dessus de la couche de stérile et chaque couche aura une épaisseur de 25 cm; ainsi, à la fin des essais, la couche de sable aura une épaisseur de 75 cm. La porosité visée pour les différentes couches de sable est de 0,4. Pour leur mise en place, on a besoin de 0,6 tonnes de sable pour chaque couche (voir tableau 3-1). Les calculs présentés dans le tableau si bas sont faits en utilisant un facteur de sécurité de 1,5 pour s'assurer de disposer des quantités de matériaux nécessaires à la réalisation de l'étude.

Tableau 3- 1 : Quantités nécessaires pour le montage du dispositif

	Épaisseur (m)	Densité	Porosité	L x l de modèle (m <sup>2</sup> )	Volume nécessaire (m <sup>3</sup> )	Quantité nécessaire (t)
<b>Stériles miniers</b>	0,5	2,98	0,28	1,5	<b>0,75</b>	<b>1,61</b>
<b>Sable</b>	0,25	2,71	0,4	1,5	<b>0,375</b>	<b>0,61</b>
	0,25				<b>0,375</b>	<b>0,61</b>
	0,25				<b>0,375</b>	<b>0,61</b>

Suite aux estimations présentées dans le Tableau 3- 1, un nombre de sept barils, d'une capacité de 200 litres, ont été échantillonnés dans la halde à stériles d'une mine en activité. L'échantillonnage a été effectué à l'aide d'une pelle mécanique qui a été mise à notre disposition par la mine. Les stériles ont été tamisés et seule la fraction 0-50 mm a été retenue (Figure 3- 2).



Figure 3- 2 : Échantillonnage des stériles miniers

Deux types du sable ont également été échantillonnés en petites quantités dans des chaudières. Il s'agit d'un sable fin et un autre grossier provenant d'une carrière d'extraction du sable à proximité de Rouyn-Noranda. Ces deux types de sable ont été caractérisés afin de choisir celui qui convient le mieux à notre étude, soit celui qui a un grand contraste du point de vue granulométrique et



hydrogéologiques par rapport aux stériles et qui va permettre de créer les effets de barrière capillaire les plus prononcés. Dans cette étude on va présenter les résultats de caractérisation du sable fin vu que ce matériel a été sélectionné.

Une fois au laboratoire, les stériles miniers ont été homogénéisés par quartage pour pouvoir faire tous les essais de caractérisation, tel que montré dans les photos présentées à la Figure 3- 3. Une petite quantité de cet échantillon homogénéisé a été broyée et pulvérisée pour certains essais de caractérisation.



Figure 3- 3 : Homogénéisation des stériles par quartage

### 3.1.2 Analyse granulométrique

L'analyse granulométrique a pour objectif de déterminer quantitativement la distribution des particules d'un sol par classes de diamètres. L'essai a été faite pour le sable fin et les stériles miniers en suivant la norme (ASTM D 6913-04 2009). Une série de tamis avec des dimensions de mailles (en mm) suivantes ont été utilisés : 50; 45; 37,5; 31,5; 26,5; 25,0; 22,4; 19,0; 16,0; 13,2; 11,2; 9,5; 8,0; 6,7; 5,6; 4,75; 4,0; 3,35; 2,8; 2,36; 2,0; 1,4; 1,18; 0,85; 0,71; 0,60; 0,50; 0,425. Les fractions inférieures à 0,425 mm ont été analysées par le granulomètre laser Malvern Mastersizer. Cette technique d'analyse par laser est décrite par Merkus (2009) et qui a été développée initialement pour les poudres industrielles. Cependant, cette méthode a été utilisée par la suite pour différents matériaux. Afin d'évaluer la validité de cette technique pour les sols, différents auteurs ont comparé les résultats obtenus par granulométrie au laser et celle par sédimentation sur des échantillons ayant des textures différentes (Ferro et al. 2009; Di Stefano et al. 2010; Mady et al. 2017). Les résultats de ces investigations ont démontré que les deux méthodes donnent des résultats similaires et que

les différences au niveau de la forme de la courbe granulométrique peuvent être considérées non significatives. Ainsi, dans le cadre de cette étude qui n'est pas dédiée à la différence entre les méthodes, on considère que les approches prises sont scientifiquement acceptables; d'ailleurs, plusieurs autres études réalisées récemment par l'équipe UQAT et Polytechnique ont pris une approche similaire.

Les résultats obtenus à l'aide des deux méthodes sont combinés pour chaque matériau pour former la courbe granulométrique cumulative. À partir de ces courbes granulométriques en masse solide, plusieurs paramètres ont été évalués dont les plus importants sont les suivants:

- $D_{10}$  : diamètre des particules correspondant à 10% passant sur la courbe granulométrique;
- $D_{30}$  : diamètre des particules correspondant à 30% passant sur la courbe granulométrique;
- $D_{60}$  : diamètre des particules correspondant à 60% passant sur la courbe granulométrique.

Ces paramètres permettent de calculer certains coefficients qui sont utilisés pour la classification des sols tels que le coefficient d'uniformité :

$$C_U = D_{60}/D_{10} \quad (3.1)$$

Il permet d'exprimer l'étalement de la courbe granulométrique :  $C_U > 2$  granulométrie étalée;  $C_U < 2$  granulométrie uniforme ou serrée.

On peut aussi déterminer le coefficient de courbure :

$$C_C = (D_{30})^2 / (D_{10} \times D_{60}) \quad (3.2)$$

Il permet de décrire la forme de la courbe granulométrique :  $1 < C_C < 3$  matériau bien gradué (la continuité est bien répartie);  $C_C < 1$  ou  $C_C > 3$  matériau mal gradué (la continuité est mal répartie).

### 3.1.3 Densité des solides ( $G_s$ )

La densité des solides est déterminée à l'aide d'un pycnomètre à hélium Micromeritics Accupyc 1330 selon la norme ASTM D5550-06 2006. Une masse connue des solides est mise dans un cylindre de volume connu. Un volume d'hélium y est injecté et sa pression est mesurée. En appliquant la loi des gaz parfaits, le volume des solides est facilement calculé. Connaissant précisément la masse et le volume des solides, leur densité est ensuite déduite. L'erreur absolue du résultat est évaluée à  $\pm 0,01$ . Le sable fin est utilisé tel quel, par contre le stérile minier ont été broyés et pulvérisés avant l'essai.

Il est vrai qu'en géotechnique la mesure de la densité des solides est souvent obtenue à l'aide d'un pycnomètre à l'eau. Toutefois de nombreuses études (publiées dans des revues scientifiques reconnues) réalisées à l'UQAT, Polytechnique et ailleurs ont utilisés le pycnomètre à Hélium (exp. Baticle et al. 2004; Thiebot et al. 2007; Wang et al. 2010; Ethier et al. 2010; Crawford et al. 2013; Pabst et al. 2014; Plante et al. 2014; Demers et al. 2015) et les résultats obtenus sont similaires à ceux obtenus à l'aide du Pycnomètre à l'eau (Ben Lhaj Ali, 2013).

### 3.1.4 Masse volumique sèche, indice des vides et porosité ( $\rho_d$ , $e$ et $n$ )

La masse volumique sèche, l'indice des vides et la porosité sont tous calculés lors de l'opération de montage et démontage des colonnes des matériaux pour la mesure de la CRE. Ils sont évalués pour chaque couche extraite en utilisant les formules suivantes :

Masse volumique sèche

$$\rho_d = \frac{M_s}{V_s} \quad (3.3)$$

Indice des vides

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{G_s \rho_w}{\rho_d} - 1 \quad (3.4)$$

Porosité

$$n (\%) = \left( \frac{e}{1 + e} \right) \times 100 \quad (3.5)$$

### 3.1.5 Conductivité hydraulique saturée ( $k_{sat}$ )

La conductivité hydraulique saturée a été mesurée au laboratoire à l'aide d'essais à charge variable et à charge constante pour les deux matériaux : stériles et sable fin. Avant de commencer les essais, les matériaux sont bien homogénéisés et humidifiés à 3% de teneur en eau. Ensuite, on les a laissé reposer pour une durée de 24h afin de bien répartir la teneur en eau. À des fins de comparaison, des modèles de prédiction de la conductivité hydraulique saturée ont été également utilisés comme celui de Mbonimpa et al. (2002) et celui de Chapuis (2004).

### *Stériles miniers :*

La conductivité hydraulique saturée des stériles miniers a été mesurée dans de grandes colonnes en PEHD (Polyéthylène Haute Densité) de 80 cm de hauteur et de 30 cm de diamètre. Les essais à charge constante ont été réalisés en utilisant la norme ASTM D2434. Cette norme recommande l'utilisation d'une colonne avec un diamètre plus grand ou égale à 8 à 12 fois la taille maximale des grains contenus dans l'échantillon, soit une taille maximale des grains entre 25 et 37 mm afin d'éviter la ségrégation du matériau et limiter la formation des chemins préférentiels le long des parois. Comme le diamètre de la plus grande particule des stériles utilisé dans notre cas est de 50 mm, l'utilisation d'une colonne avec un diamètre de 30 cm ne réponds pas strictement à l'exigence de la norme ASTM D2434 car le diamètre de la colonne ne représente que 6 fois la taille de la plus grande particule. Dans ces conditions des empilements désordonnés de gros cailloux pourraient augmenter l'hétérogénéité à l'intérieur de la colonne et créer des chemins d'écoulements préférentiels. Afin d'éviter les problèmes qui peuvent être engendrés par la ségrégation et minimiser l'effet de gros cailloux, des précautions ont été prises lors de la mise en place des stériles dans la colonne expérimentale. Ainsi, lors du montage de la colonne, les plus grandes particules ont été placées manuellement une à une de telle façon qu'elles ne se touchent pas et qu'elles ne soient pas en contact direct avec les parois de la colonne afin de ne pas créer des vides.

La taille maximale exigée par la norme dans le cas d'une colonne ayant un diamètre de 30 cm est de 37,5 mm (8 fois plus petit que le diamètre). Dans, le cas à l'étude et comme il a été mentionné plus haut, la taille maximale est de 50 mm (supérieure au diamètre maximal) et de ce fait on a une plage granulométrique (comprise entre 37,5 et 50 mm) qui représente moins de 10% de la granulométrie totale, ce qui est relativement bas et ne devrait pas affecter grandement le régime d'écoulement dans la colonne. Cette hypothèse déjà été adoptée par certains auteurs (Aubertin et al. 2008; Peregoedova, 2012; Kalonji 2014).

Durant le montage de la colonne, les stériles ont été mis en place sous forme de couche de même épaisseur et compactés manuellement et de façon uniforme afin de minimiser les différences entre les couches de matériau et d'avoir la même porosité au niveau de toute la colonne expérimentale. Une fois le remplissage est terminé, on procède à la saturation de la colonne.

Avec ce type de matériaux caractérisé par une granulométrie grossière ainsi que la grandeur de la colonne utilisée la méthode de Chapuis et al. (2004b) pour la mesure des degrés de saturation ne peut pas être utilisée.

Dans notre étude, la saturation est effectuée lentement par mouillage de bas vers le haut avec un faible gradient. La saturation est considérée atteinte lorsque le débit sortant en haut de la colonne est constant dans le temps. Cette saturation de la colonne peut s'échelonner sur une période allant d'une à deux semaines en fonction de la nature du matériau à l'étude. Une fois la colonne est saturée, les essais de perméabilité peuvent commencer. Plus de détails sur le protocole sont présentés dans Hernandez (2007), Peregoedova (2012) et Kalonji (2014).

### *Sable fin*

La mesure de la  $k_{sat}$  a été réalisée dans des petits perméamètres de laboratoire pour faire des essais de perméabilité à charge constante selon la norme de l'ASTM D 2434.

Ainsi, deux méthodes de mesure ont été utilisées pour déterminer la conductivité hydraulique saturée des deux matériaux. Les essais à charge constante et à charge variable ont été employés pour les deux matériaux en utilisant la grosse colonne. Par contre, dans le cas des petits perméamètres, seul l'essai à charge constante a été utilisé pour le sable fin.

La conductivité hydraulique saturée est calculée en utilisant les deux formules suivantes :

Charge constante :

$$k_{sat} (m/s) = \frac{Q \cdot L_{1-2}}{A(h_1 - h_2)}$$

Q : débit d'eau.

A : surface de la section de la colonne.

$L_{1-2}$  : distance entre la prise des deux piézomètres.

$h_1 - h_2$  : charges mesurées aux deux points à l'aide de deux piézomètres.

Charge variable :

$$k_{sat} (cm/s) = \frac{a_{in} \cdot a_{out} \cdot L}{A(t_2 - t_1)(a_{in} + a_{out})} \ln \left[ \frac{\Delta h(t_1)}{\Delta h(t_2)} \right]$$

L : longueur de l'échantillon.

A : surface de la section de la colonne.

$a_{in}$  : section de la burette d'entrée.

$a_{out}$  : section de la burette de sortie.

$t_1, t_2$  : temps 1 et 2.

$\Delta h(t_1), \Delta h(t_2)$  : les différences de charge entre la burette d'entrée et la burette de sortie aux temps  $t_1$  et  $t_2$ .

### 3.1.6 Courbe de rétention d'eau (CRE)

La CRE est obtenue de la même façon pour les différents matériaux utilisés dans ce travail. Les colonnes utilisées pour la mesure de la CRE sont identiques à celles utilisées pour la détermination de  $k_{sat}$ . La colonne est initialement saturée lentement à partir de bas avec un gradient hydraulique faible pour ne pas perturber la structure interne de matériau. Un drainage libre est appliqué à l'aide d'une valve située à 20 cm de la base de la colonne, cette valve permet à la fois d'évacuer l'eau de la colonne et de maintenir une tranche de matériau saturée. Ce tuyau de drainage contrôle la condition limite dans la colonne et maintient une charge hydraulique d'environ 20 cm par rapport à la base de la colonne (Figure 3- 4).

Pour déterminer la CRE des deux matériaux, on utilise la méthode de démantèlement par tranche (voir Chapuis et al. 2006; Hernandez, 2007 et Peregoedova, 2012) (voir annexe A). On démonte d'une façon successive des couches d'environ 6 à 10 cm selon la nature de matériau (Peregoedova 2012; Kalonji 2014) et, pour chaque couche, on pèse sa masse humide ainsi que son épaisseur. Ensuite, le matériau de chaque couche est séché à l'étuve pendant une durée de 48 heures. Après le séchage, on pèse le matériau de chaque couche pour déterminer la teneur en eau massique, la masse volumique sèche et déterminer la porosité et la teneur en eau volumique. Une fois la teneur en eau volumique déterminée pour chaque couche, il ne manque que la détermination de la succion pour tracer la CRE. Dans cette méthode par démontage, on considère que l'équilibre hydrostatique ( $\psi = z$ ) est atteint dans toutes les couches de matériau. Connaissant l'élévation de chaque couche par rapport au niveau de la nappe qui est contrôlé par le tuyau de drainage à la base de la colonne, on peut déterminer la valeur de la succion en cm d'eau. En attribuant à chaque couche une valeur de la succion ainsi qu'une valeur de la teneur en eau volumique, on peut tracer la CRE mesurée.

Le lissage des CRE est fait en utilisant le modèle de van Genuchten (1980), intégré dans le logiciel RETC (van Genuchten et al. 1991).



Figure 3- 4: Colonne pour la mesure de la CRE

### 3.1.7 Courbe de conductivité hydraulique non saturée ( $k_u$ )

La courbe de conductivité hydraulique non saturée n'est pas facilement mesurable de façon directe au laboratoire et pour cette raison qu'elle est habituellement prédite à l'aide des modèles statistiques comme celui de Mualem (1976), Fredlund et al. (1994), Child and Collis-George (1950) Mbonimpa et al. (2002) (voir chapitre 2 pour les équations). Ces modèles statistiques sont introduits dans le logiciel RETC qui permet de prédire la courbe de la conductivité hydraulique non saturée en utilisant la courbe de rétention d'eau et la conductivité hydraulique saturée.

### 3.1.8 Étude de l'érosion interne et vérification du critère de filtre des matériaux.

Dans cette section on présente d'une part le phénomène d'érosion interne et les méthodes qui permettent son évaluation et d'autre part les critères de filtre.

*Érosion interne :*

L'érosion interne se manifeste par l'arrachement et le transport de certaines particules composant le sol sous l'effet d'un écoulement traversant sa structure. Fry et al. (1997) et Bonelli (2012) ont présenté et discuté les mécanismes relatifs à l'érosion. Ces mécanismes peuvent être considérés comme multiples, complexes et dépendant de la nature des matériaux et des conditions d'écoulement.

Ces mécanismes ont été présentés dans un rapport produit par le Comité Français des Grands Barrages et qui ont été repris par Fry et al. (1997). Ainsi, six phénomènes d'arrachement des particules ont été définis (entraînement, érosion régressive, boulangage, débouillage, dissolution, défloculation), auxquels on ajoute l'ex-solution décrite par Garner et Sobscowics (2002), ainsi que deux phénomènes de transport (renard et suffusion). Dans ce qui suit, on présente les mécanismes qui peuvent survenir dans le cas de cette étude.

La suffusion : Le transport par suffusion apparaît lorsque la condition d'auto filtration d'un sol n'est pas assurée. Ainsi, l'écoulement transporte les petites particules 'libres' à travers la porosité formée par les particules grossières qui constituent le squelette de sol. On n'aboutit pas nécessairement à des situations très instables, mais à des configurations différentes de celles prévues ou dimensionnées au départ. En fonction de la localisation des écoulements, on peut parler de la suffusion volumique si le transport des particules fines se produit au sein du massif de sol, ou de la suffusion de contact et de surface si le transport se produit à l'interface entre des sols de granulométries différentes ou à surface libre.

L'érosion de contact : ou érosion interfaciale ou de surface, survient au contact entre deux matériaux de distributions granulométriques distinctes. À l'interface, il y a un risque que les particules du matériau fin migrent à travers le matériau grossier, dépendamment des forces d'écoulement. L'érosion de contact peut également survenir au sein d'un même matériau suite à un phénomène de ségrégation. Deux conditions conduisent à l'érosion de contact entre deux matériaux : le critère géométrique et le critère hydrodynamique.

Le renard : C'est l'apparition d'un trou localisé dans la structure d'un sol suite à l'arrachage et au transport des particules sous l'effet de l'apparition des chemins d'écoulement préférentiel.



La complexité de l'étude de l'érosion réside dans la multitude et l'interaction des paramètres dont elle dépend : granulométriques, hydrauliques, minéralogiques et physico-chimiques. Wan et Fell (2008) ont défini trois conditions nécessaires pour l'initiation de l'érosion dans un massif de sol :

- La structure de sol doit être bimodale, où les particules grossières constituent le squelette solide qui reprend les charges mécaniques, et les petites particules, qui remplissent la porosité des particules grossières, peuvent sous l'effet de l'écoulement d'eau être entraînées à travers cette porosité.
- La taille des pores formés par les particules grossières et de leurs constriction (pores) d'accès doit être suffisamment grande pour permettre le déplacement des particules fines détachables sous l'effet de l'écoulement d'eau.
- La vitesse de l'écoulement doit être suffisante pour arracher les petites particules et les transporter à travers la porosité des particules grossières.

Ces trois conditions montrent bien que l'apparition de l'érosion interne dépend aussi bien des caractéristiques de sols (notamment sa granulométrie, densité, porosité...) que des caractéristiques de l'écoulement (vitesse d'écoulement, gradient hydraulique...). La première condition permet de distinguer les matériaux érodables (ou suffusibles) en fonction de la composition de matériau et donne naissance à une catégorie de critères d'érosion appelés les critères granulométriques. Dans ce qui suit on présente certains de ces critères qui sont essentiellement basés soit sur certains diamètres caractéristiques des courbes granulométriques des matériaux ou sur leur forme. Ainsi les méthodes suivantes ont été retenues et qui sont : i) la méthode d'Istomina (1957), ii) la méthode de Kezdi (1979), iii) la méthode de Lafleur et al. (1989), iv) la méthode de Burenkuva (1993) et v) la méthode Chapuis et al. (1996).

**La méthode d'Istomina (1957) :** Cet auteur a proposé une méthode simple pour l'évaluation de l'instabilité interne en utilisant le coefficient d'uniformité ( $C_u = D_{60}/D_{10}$ ) qui est considéré comme un paramètre caractéristique de la distribution granulométrique. La classification proposée est présentée dans le Tableau 3- 2.

Tableau 3- 2 : Classification de la stabilité interne selon Istomina (1957)

	Classification
$C_u < 10$	Stable
$10 \leq C_u \leq 20$	Matériau en transition
$C_u > 20$	Instable

**La méthode de Kezdi (1979) :** la méthode d'évaluation de la susceptibilité à l'érosion interne des matériaux proposée par cet auteur consiste à diviser la courbe granulométrique en deux parties : une partie grossière (dont la taille des particules est notée  $D'$ ) et une partie fine (dont la taille des particules est notée  $d'$ ) en utilisant un diamètre arbitraire (point  $S_0$  sur la Figure 3- 5); ensuite on procède à la vérification de la capacité des particules grossières de retenir ou non les particules fines sous l'effet d'un écoulement. Cette évaluation est basée sur le rapport entre  $D'_{15}$  (diamètre passant à 15%) évalué au niveau de la courbe des particules grossières et  $d'_{85}$  (diamètre passant à 85%) évalué au niveau de la courbe granulométrique des matériaux fins.

Si les granulométries des deux parties satisfont le critère ( $D'_{15} / d'_{85} \leq 4$ ), élaboré par Terzaghi (1939) pour caractériser les filtres, alors le matériau est dit stable. Dans le cas contraire on considère que matériau est instable. Dans le cas de cette évaluation et en raison du critère arbitraire pour la sélection du point  $S_0$ , il est recommandé de précéder à de multiples vérifications en faisant varier la position de ce point.

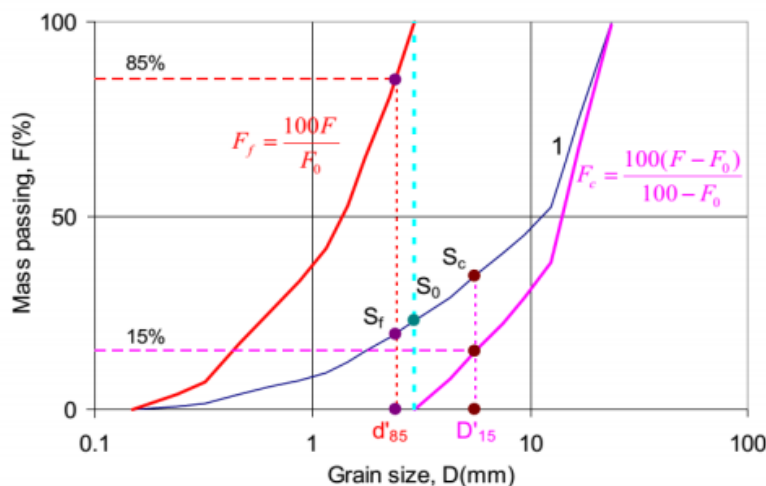


Figure 3- 5 : Représentation des paramètres utilisés dans la méthode de Kezdi (1979)

**La méthode de Lafleur et al. (1989) :** la classification des matériaux vis-à-vis de leur stabilité interne a été élaborée en se basant sur la forme de leurs courbes granulométriques. Les matériaux avec des courbes granulométriques ayant une forme linéaire en totalité ou en partie (courbes 1 et 2 de la Figure 3- 6) sont classés comme stables. Les matériaux avec des courbes granulométriques discontinues (courbe 3) ou étalées (courbe 4) sont par contre classés comme instables vis-à-vis de l'érosion.

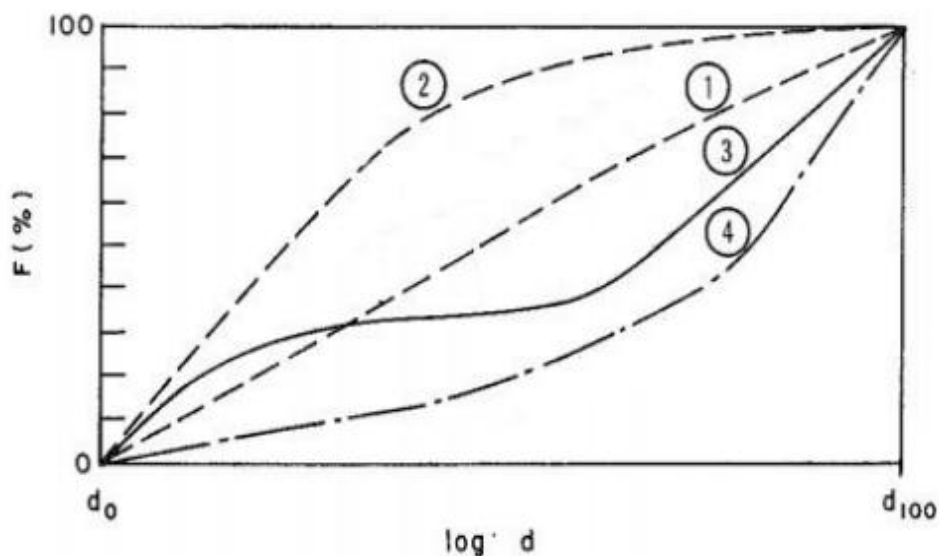


Figure 3- 6 : Courbes granulométriques analysées par Lafleur (1989)

**La méthode de Burenkuva (1993) :** le principe de classification des matériaux testés vis-à-vis de la suffusion consiste à vérifier l'évolution du volume des matériaux reconstitués. En se basant sur

les diamètres  $D_{15}$ ,  $D_{60}$  et  $D_{90}$  (qui désignent les diamètres correspondant respectivement au volume passant de 15, 60 et 90 %), cet auteur a défini deux ratios pour décrire l'hétérogénéité des sols étudiés appelés "facteurs conditionnels d'uniformité" :  $h' = D_{90}/D_{60}$  et  $h'' = D_{90}/D_{15}$

Le paramètre  $h'$  caractérise la capacité de filtre de matériau testé et le paramètre  $h''$  caractérise la pente de la partie grossière de ce même matériau.

Sur la Figure 3- 7, Burenkuva a défini 4 zones en fonction de l'érodabilité des matériaux : les zones I et III correspondent aux matériaux suffusifs, la zone II correspond aux matériaux non suffusifs et la zone IV correspond seulement à des matériaux qualifiés d'« artificiels ».

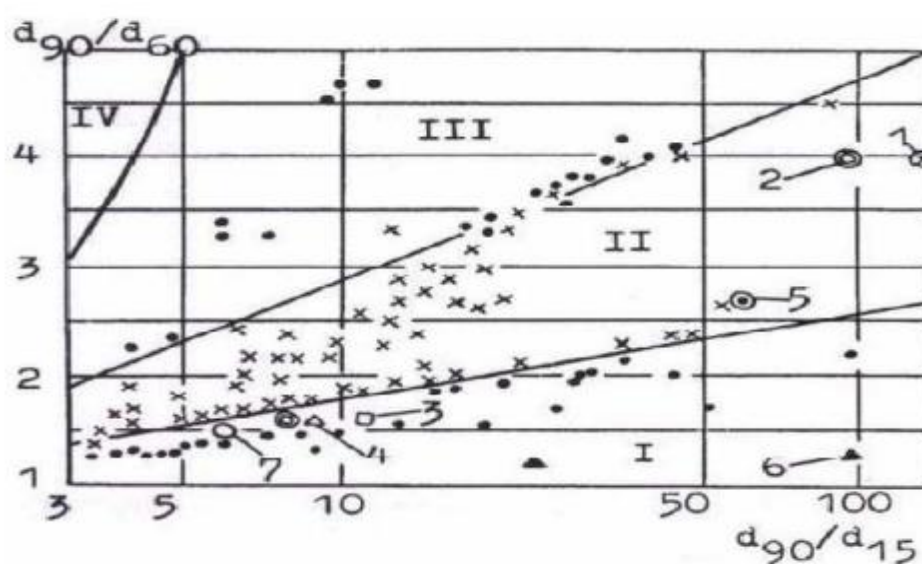


Figure 3- 7 : Critère d'érosion de Burenkuva(1993)

**La méthode de Chapuis et al. (1996) :** Après la réalisation des essais d'écoulement vertical descendant, ces auteurs ont constaté que les matériaux avec des courbes granulométriques linéaires ou faiblement concaves (Courbes 3 et 1 de la Figure 3- 8 respectivement) sont stables à l'érosion; La sensibilité des matériaux est proportionnelle à la concavité des courbes granulométriques de ces matériaux (Courbe 2 de la Figure 3- 8). Ces résultats sont proches de ceux obtenus par Lafleur et al. (1989).

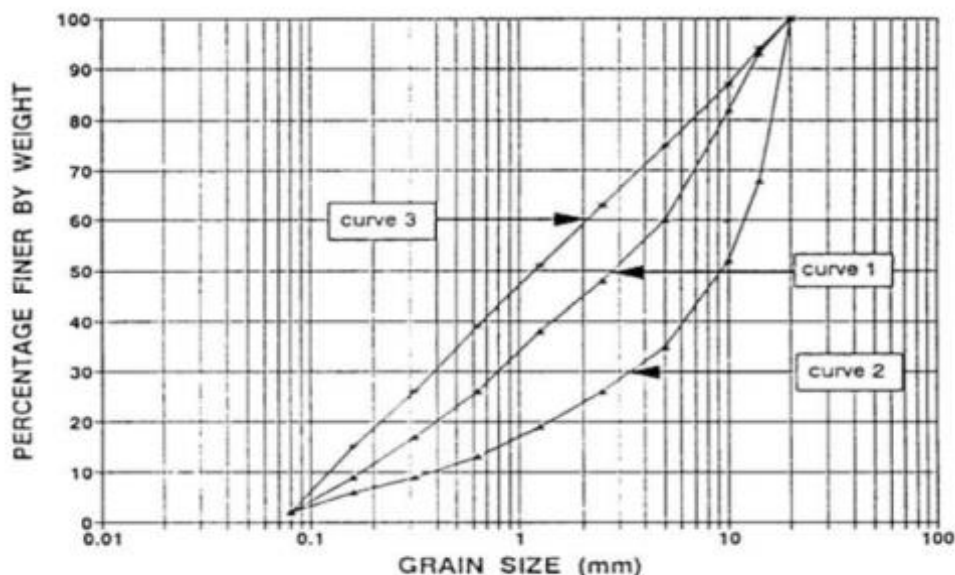


Figure 3- 8 : Courbes granulométriques des matériaux testés par Chapuis (1996)

#### *Critère de filtre :*

Sous les conditions d'un écoulement d'eau, les particules fines d'un sol peuvent migrer vers une zone d'un sol plus grossier. Pour éviter ce phénomène les conditions de filtre (Terzaghi (1939)) doivent être vérifiées à l'interface entre les deux matériaux.

Lorsqu'un matériau fin à granulométrie continue est en contact avec un matériau uniforme (drain ou filtre), leurs granulométries doivent répondre aux conditions suivantes

- Condition de non entraînement des fines :  $D_{15} / d_{85} < 5$  et  $D_{50} / d_{50} < 25$
- Condition de perméabilité :  $D_{15} > 0,1 \text{ mm}$  et  $D_{15} / d_{15} > 5$ .

Ces différentes méthodes seront utilisées par la suite dans la caractérisation des matériaux à l'étude.

### **3.2. Résultats de la caractérisation**

Dans cette section, on présente les résultats de tous les essais de caractérisation hydro-géotechnique effectuée sur les deux matériaux : stérile et sable fin. Certains résultats sont comparés aux résultats des modèles de prédiction cités au chapitre 2.

### 3.2.1. Analyse granulométrique

Les résultats de l'analyse granulométrique qui combine les deux techniques (tamisage et laser) sont présentés à la Figure 3- 9 et la Figure 3- 10.

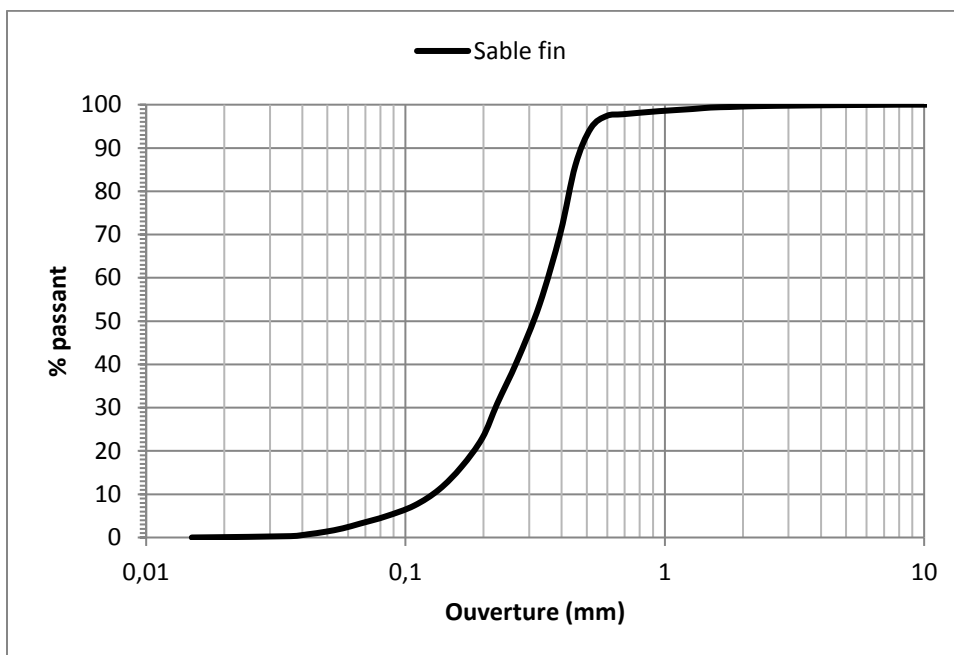


Figure 3- 9 : Courbe granulométrique du sable fin

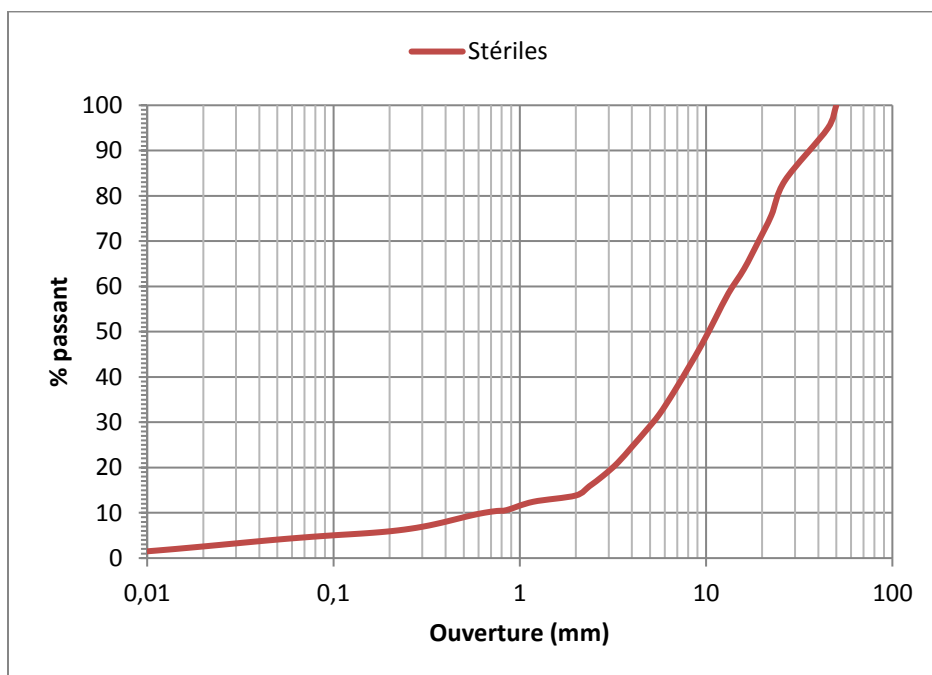


Figure 3- 10 : Courbe granulométrique des stériles miniers

A partir de ces courbes granulométriques les paramètres granulométriques des deux matériaux ont été calculés (voir Tableau 3- 3).

Tableau 3- 3 : Paramètres granulométriques des matériaux à l'étude

Matériau	D <sub>10</sub> (mm)	D <sub>30</sub> (mm)	D <sub>60</sub> (mm)	C <sub>u</sub>	C <sub>c</sub>
<b>Stériles</b>	0,55	5,40	14,50	26,36	3,66
<b>Sable fin</b>	0,13	0,22	0,36	2,77	1,03

D'après les paramètres de classification calculés pour les stériles miniers, le coefficient d'uniformité Cu et le coefficient de courbure Cc correspondent respectivement à 26,36 et 3,66. Selon le système ASTM de classification des sols (basé sur le système unifié USCS; McCarthy 2007), les stériles testés correspondent à un gravier propre mal gradué GP.

Le sable fin est caractérisé par un coefficient d'uniformité Cu de 2,77 et un coefficient de courbure Cc de 1,03. Selon le système ASTM de classification des sols (basé sur le système unifié USCS ; McCarthy 2007), le matériau est un sable propre bien gradué SP.

### 3.2.2. Étude d'érosion interne et critère du filtre

La classification des deux matériaux à l'étude vis-à-vis de leur stabilité interne a été réalisée en se basant sur leurs courbes granulométriques et en utilisant les critères granulométriques.

#### Classification selon les critères granulométriques

Le Tableau 3- 4 présente les données nécessaires pour la classification des deux matériaux vis-à-vis leur stabilité interne et en se basant sur les critères granulométriques décrits plus en haut.

Tableau 3- 4 : Paramètres granulométriques des deux matériaux

Matériau	D <sub>15</sub> (mm)	D <sub>60</sub> (mm)	D <sub>85</sub> (mm)	D <sub>90</sub> (mm)	C <sub>u</sub>
Stériles	2,2	14,5	28	36	26,36
Sable fin	0,16	0,36	0,45	0,49	2,77

Pour la classification d'Istomina (1957) qui se base sur le Cu, les valeurs obtenues correspondent à 26,36 et 2,77 respectivement pour les stériles miniers et le sable. Ainsi selon cette classification

les stériles miniers peuvent être considérés comme instables vis-à-vis l'érosion interne ( $26,36 > 20$ ) alors que le sable fin peut être considéré comme un matériau stable ( $2,77 < 10$ ).

Pour la classification de Kezdi (1979), différents points ont été utilisés pour la sélection du point arbitraire (3, 5 et 10 mm pour les stériles miniers et 0,12, 0,22 et 0,3 mm pour le sable – voir Figure 3- 11 ). Les résultats des calculs sont présentés au Tableau 3- 5.

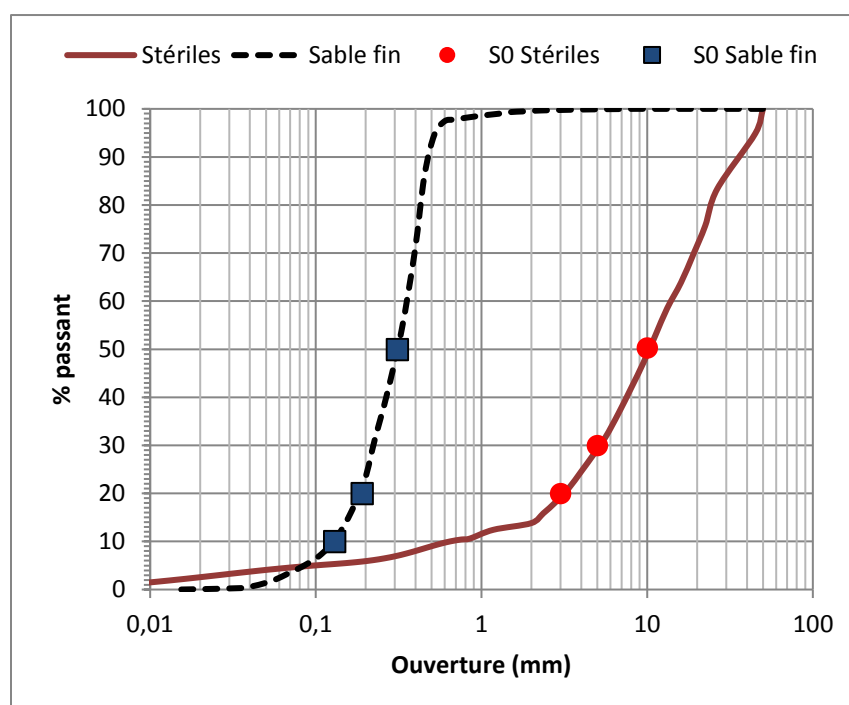


Figure 3- 11 : Emplacement des points arbitraires sur les deux courbes granulométriques

Tableau 3- 5 : Calcul de critère granulométrique de Kezdi (1979) pour les deux matériaux

		D'15 grossières	d'85 fines	D'15/d'85
Stériles miniers	S <sub>0</sub> = 10 mm	13	8	1,63
	S <sub>0</sub> = 5 mm	7,5	4,2	1,79
	S <sub>0</sub> = 3 mm	5,6	2,5	2,24
Sable fin	S <sub>0</sub> = 0,3 mm	0,35	0,29	1,21
	S <sub>0</sub> = 0,22 mm	0,25	0,21	1,19
	S <sub>0</sub> = 0,12 mm	0,13	0,12	1,08

Ainsi pour les différents points arbitraires sélectionnés au niveau des courbes granulométriques des stériles miniers et du sable, la condition de critère de filtre élaboré par Terzaghi (1939 -  $D'_{15} / d'_{85}$



$\leq 4$ ) est satisfaite pour les deux matériaux et de ce fait ils peuvent être considérés comme stables vis-à-vis de l'érosion interne.

Pour le modèle de Burenkuva (1993), les calculs des ratios  $h' = D_{90}/D_{60}$  et  $h'' = D_{90}/D_{15}$  sont présentés au Tableau 3- 6.

Tableau 3- 6 : Calcul de  $h' = D_{90}/D_{60}$  et  $h'' = D_{90}/D_{15}$

		Stériles	Sable
$h'$	$D_{90}/D_{60}$	2,5	1,4
$h''$	$D_{90}/D_{15}$	16,4	3,1

En projetant les valeurs de  $h'$  et  $h''$  de chaque matériau sur le diagramme de Burenkuva (1993 – Figure 3- 7), les deux matériaux se situent à la zone II, et de ce fait ces matériaux peuvent être classifiés comme non suffusifs. Par conséquent, les stériles miniers et le sable fin sont stable vis-à-vis de l'érosion interne.

#### Classification selon la forme de la courbe granulométrique

La forme des courbes granulométriques du sable fin et des stériles miniers ont été comparées avec celles de Lafleur et al. (1989) et Chapuis et al. (1996) (Figure 3- 6 et Figure 3- 8). Ainsi, on peut constater que la courbe granulométrique du sable fin a une forme linéaire qui s'apparente d'avantage aux courbes 1 et 2 de Lafleur et al. (1989) et aux courbes 1 et 3 de Chapuis et al. (1996) et de ce fait le sable peut être classé comme stable et non érodable. Quant aux stériles miniers, leur courbe granulométrique a une forme présentant une légère concavité et qui peut s'apparenter à la courbe 4 de Lafleur et al. (1989) et à la courbe 2 de Chapuis et al. (1996) et de ce qui fait ces stériles miniers peuvent être considérés comme un matériau instables vis-à-vis de l'érosion.

#### Synthèse des résultats des critères granulométriques

Les différentes méthodes d'évaluation utilisées montrent que le sable fin peut être classé comme un matériau stable vis-à-vis de l'érosion interne. Quant aux stériles miniers, les critères granulométriques qualitatifs (utilisant la forme de la courbe granulométrique) classent ce matériau comme étant érodable et instable vis à vis de l'érosion interne alors que les autres méthodes (basées sur les diamètres caractéristiques de la courbe granulométrique), le classent comme un matériau stable et non suffusif.

### *Vérification du critère de filtre entre les deux matériaux*

Les diamètres caractéristiques pour déterminer ces ratios sont présentés dans le Tableau 3- 7 ci-dessous.

Tableau 3- 7 : Diamètres caractéristiques de la courbe granulométrique des stériles

	<b>D<sub>15</sub> (mm)</b>	<b>D<sub>50</sub> (mm)</b>	<b>D<sub>85</sub> (mm)</b>
<b>Stériles</b>	2,2	10	28
	<b>d<sub>15</sub> (mm)</b>	<b>d<sub>50</sub> (mm)</b>	<b>d<sub>85</sub> (mm)</b>
<b>Sable fin</b>	0,16	0,31	0,45

Les résultats de calcul des conditions de filtre pour le sable fin et les stériles ont montré que la condition de perméabilité est satisfaite vu que  $D_{15} = 2,2 > 0,1 \text{ mm}$  et  $D_{15} / d_{15} = 13,75 > 5$  ainsi que le critère de non entraînement des fines est satisfait pour la condition de  $D_{15} / d_{85} = 4,8 < 5$  par contre pour la condition de  $D_{50} / d_{50} = 32$  n'est pas satisfaite puisqu'elle doit être inférieure ou égale à 25.

### **3.2.3. Densité des solides ( $G_s$ )**

La densité des solides a été déterminée pour les deux matériaux à l'aide de pycnomètre à hélium Micromeritics Accupyc 1330 selon la norme ASTM D5550-06 2006. Les solides du sable fin ont une densité de 2,71 et les stériles ont une valeur de  $G_s$  plus élevée que celles du sable et qui est de 2,98.

### **3.2.4. Masse volumique sèche, indice des vides et porosité ( $\rho_d$ , $e$ et $n$ )**

Ces trois paramètres ont été déterminés lors de montage et démontage des colonnes pour la mesure de  $k_{sat}$  et des CRE. En utilisant les équations décrites dans la section 3.1.4, les valeurs calculées de la masse volumique sèche  $\rho_d$ , la porosité ( $n$ ) et l'indice des vides ( $e$ ) sont présentées dans le Tableau 3- 8.

Tableau 3- 8 : Les valeurs de  $\rho_d$ ,  $n$  et  $e$  des deux matériaux

	$\rho_d$ (kg/m <sup>3</sup> )	$n$	$e$
<b>stériles</b>	2017	0,28	0,39
<b>sable fin</b>	1780	0,4	0,67

En terme de masse volumique sèche, les stériles miniers ont la plus grande valeur à 2017 kg/m<sup>3</sup> alors que le sable fin a une valeur de 1780. En terme de porosité et d'indice des vides le sable fin a la plus grande valeur de porosité de 0,4 tandis que les stériles ont une valeur de 0,28.

### 3.2.5. Conductivité hydraulique saturée ( $k_{sat}$ )

La conductivité hydraulique saturée des matériaux a été mesurée au laboratoire et les résultats des essais sont présentés dans le Tableau 3- 9.

Tableau 3- 9 : Conductivité hydraulique saturée des stériles et de sable fin

		Charge constante	Charge variable	Mbonimpa et al 2002	Chapuis et al 2004
$k_{sat}$ (cm/s)	<b>Stériles</b>	$7,65 \times 10^{-1}$	$3,73 \times 10^{-2}$	$2,31 \times 10^{-2}$	$7,67 \times 10^{-2}$
	<b>Sable fin</b>	$4,29 \times 10^{-3}$	-	$7,24 \times 10^{-3}$	$1,45 \times 10^{-2}$

A partir des résultats de la mesure de  $k_{sat}$  présentés au Tableau 3- 9, les stériles miniers sont caractérisés par une  $k_{sat}$  élevée de l'ordre de  $10^{-2}$  cm/s. La valeur mesurée par la méthode à charge constante est parfois plus élevée que celle obtenue à l'aide de la méthode à charge variable. Cette différence est probablement attribuée au dispositif expérimental utilisé. Les valeurs de  $k_{sat}$  estimées par les méthodes de prédiction sont en concordance avec celles mesurées à l'aide de la méthode à charge variable; soit de l'ordre de  $10^{-2}$  cm/s.

La conductivité hydraulique saturée du sable fin a été mesurée en utilisant les petits perméamètres et en faisant des essais à charge constante. Les résultats des essais ainsi que les valeurs obtenues à l'aide des méthodes de prédiction sont présentés dans le Tableau 3- 9. A partir de ce tableau, on remarque que la valeur de  $k_{sat}$  de sable fin est encore plus faible que celles des stériles. Les valeurs mesurées de  $k_{sat}$  sont de l'ordre de  $10^{-3}$  cm/s. Les valeurs issues des méthodes de prédiction sont majoritairement en concordance avec les valeurs mesurées.

### 3.2.6. Courbe de rétention d'eau (CRE)

Les courbes de rétention d'eau des deux matériaux sont obtenues en utilisant la méthode en colonne, par démontage (voir Chapuis et al. 2007; Hernandez, 2007; Peregoedova, 2012). Le démontage des grosses colonnes donne des points expérimentaux de teneur en eau volumique en fonction de la succion. Ces valeurs sont ensuite lissées par le logiciel RETC avec le modèle de van Genuchten (équation 2.10 chapitre II) afin d'obtenir la CRE.

#### *Stériles miniers*

La CRE des stériles est présentée dans la Figure 3- 12, avec les points expérimentaux ainsi que la courbe prédite par le modèle de Kovacs modifié (MK) (Aubertin et al. 1998, 2003). Les stériles miniers ont une CRE qui se caractérise par une valeur d'entrée d'air (AEV) de 0,9 cm d'eau (environ 0,09 kPa) qui est une valeur faible avec une teneur en eau à saturation  $\theta_s$  de 0,28 ( $\theta_s = n$ ) et une teneur en eau résiduelle  $\theta_r$  de 0,05.

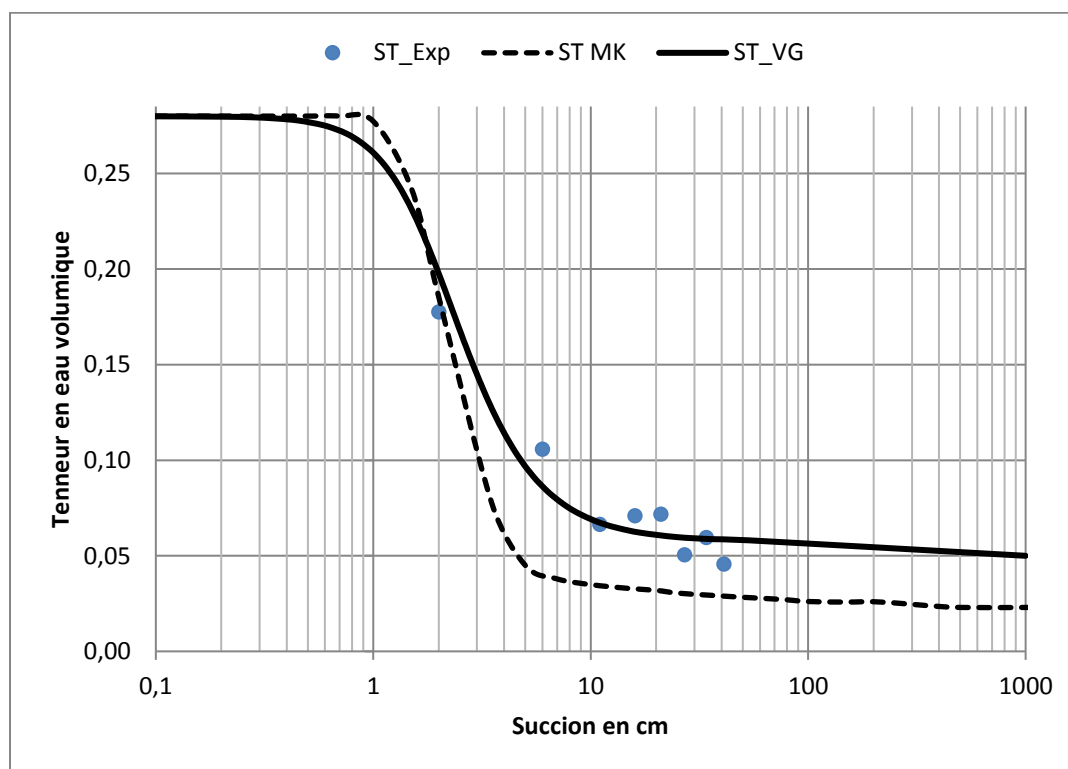


Figure 3- 12: CRE des stériles miniers lissée par le modèle de van Genuchten (ST VG) et prédite à l'aide du modèle prédictif de Kovács Modifié (ST MK)

La CRE des stériles miniers utilisés dans ce projet a été comparée avec celles d'autres stériles obtenus dans le cadre des travaux antérieurs par Peregoedova (2012) et Kalonji (2015). Les CREs sont présentées dans la Figure 3- 13.

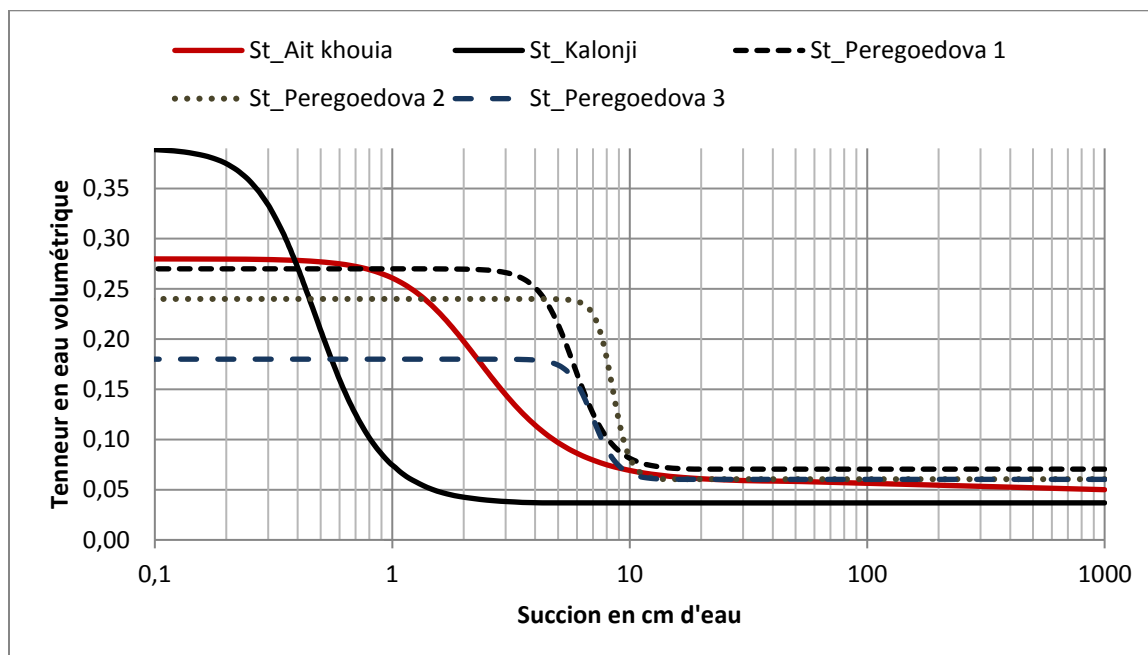


Figure 3- 13 : Comparaison de la CRE des stériles utilisés dans cette étude (stériles Ait Khouia) avec d'autres stériles utilisés dans des travaux antérieurs

Dans la figure 3-13 ci-dessus, on remarque que les stériles miniers provenant de la mine utilisés dans le cadre de ce travail ont une AEV d'environ 0,9 cm d'eau qui est plus grande que celle des stériles de Kalonji-Kabambi (2015 - AEV de 0,3 cm d'eau) mais plus petite que l'AEV des stériles de Peregoedova (2012 - entre 3 cm et 7 cm d'eau).

#### *Sable fin*

La CRE de sable fin est obtenue lors du démontage de la colonne au laboratoire. Les points expérimentaux ont été lissés avec le modèle de van Genuchten (1980). Cette dernière est comparée à la courbe prédite par le modèle de Kovacs modifié. Les courbes sont présentées à la Figure 3- 14.

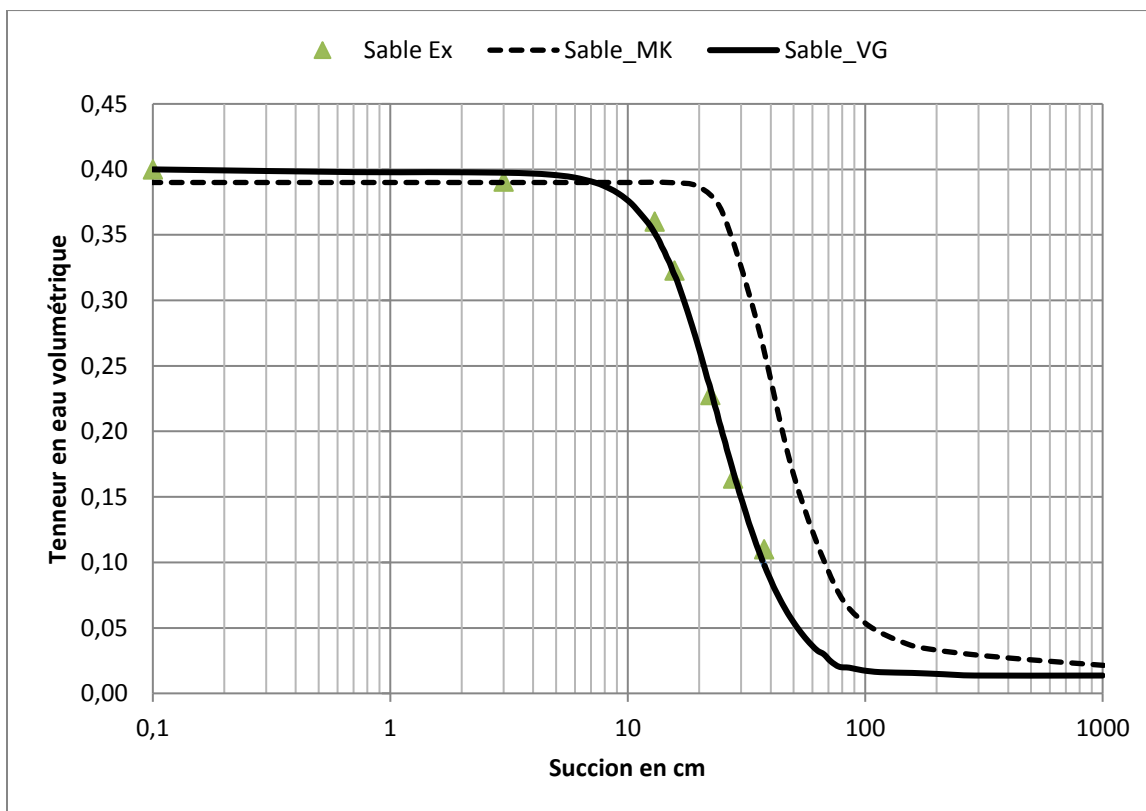


Figure 3- 14 : CRE de sable fin lissée par le modèle de van Genuchten (Sable VG) avec le modèle prédictif de Kovács Modifié (Sable MK)

Le sable fin est caractérisé par une porosité de 0,4 et une teneur en eau à saturation  $\theta_s$  de 0,4 qui est élevée par rapport à celle des stériles miniers. L'AEV du sable fin est évaluée à 11 cm d'eau (1,1 kPa). La CRE prédite par le modèle de Kovacs modifié a un AEV de 25 cm (2,5 kPa), plus grande que celle de la courbe obtenue par la méthode de démontage.

Les CREs des deux matériaux à l'étude sont présentées dans la Figure 3- 15.

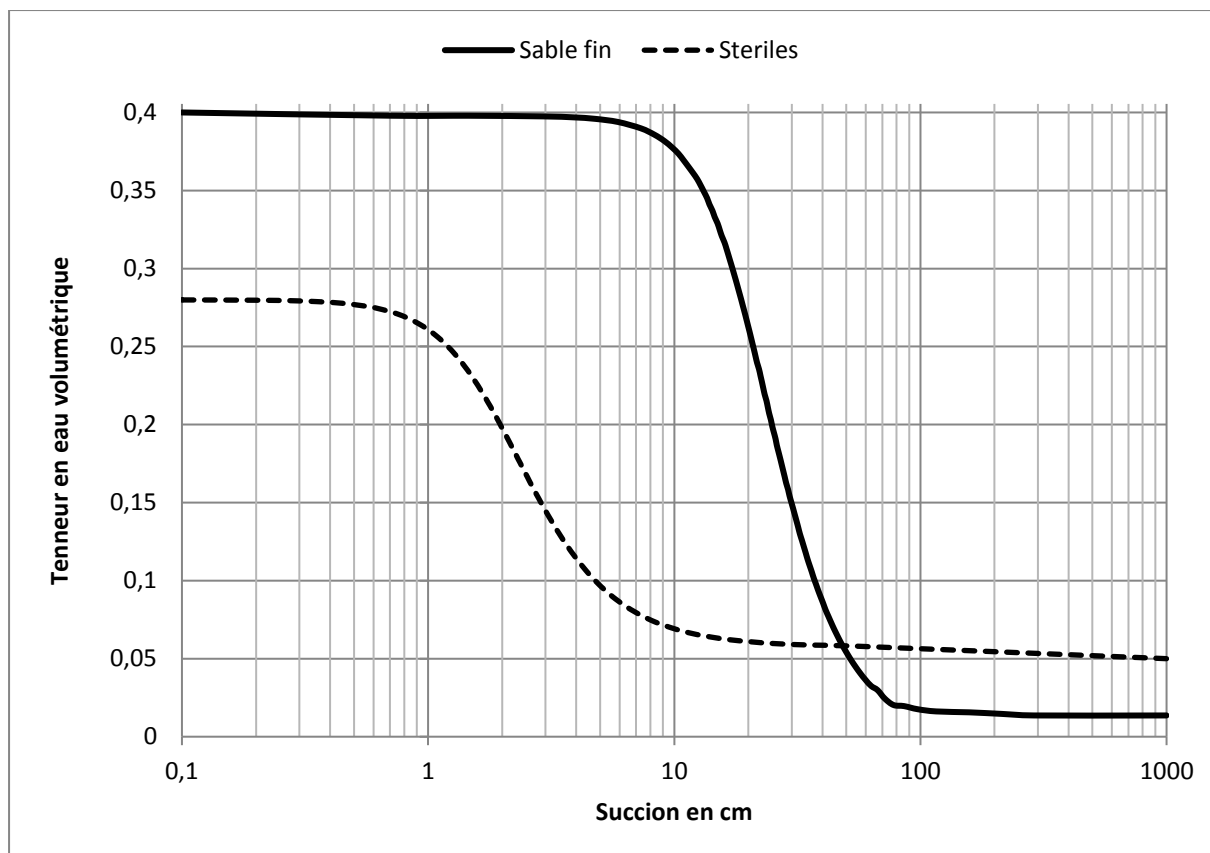


Figure 3- 15: Comparaison des CRE mesurée du sable fin et celle des stériles miniers

En analysant les CREs présentées dans la Figure 3- 15, on remarque que le comportement des deux types de matériaux est différent. En effet, à une succion de 10 cm, le sable demeure saturé (saturation supérieur à 90%) alors que les stériles miniers se sont drainés et ont atteint une teneur en eau volumique d'environ 0,07 équivalente à 25% de saturation. A une succion plus grande d'une valeur de 20 cm d'eau, le sable fin maintient une teneur en eau de 0,25 (62% de saturation), tandis que les stériles miniers sont presque complètement désaturés avec une teneur en eau volumique de 0,06 proche de leur teneur en eau résiduelle qui est de 0,05.

### 3.2.7. Courbes de conductivité hydraulique non saturé ( $k_u$ )

Les fonctions de conductivité hydraulique non saturée ( $k_u$ ) des matériaux ont été prédites à partir des courbes de rétention d'eau et de la conductivité hydraulique saturée et en utilisant le modèle statistique de Mualem (1976) dans l'équation 2.20 chapitre 2. Les courbes de conductivité

hydraulique non saturées prédites des deux matériaux à l'étude sont présentées dans les figures suivantes :

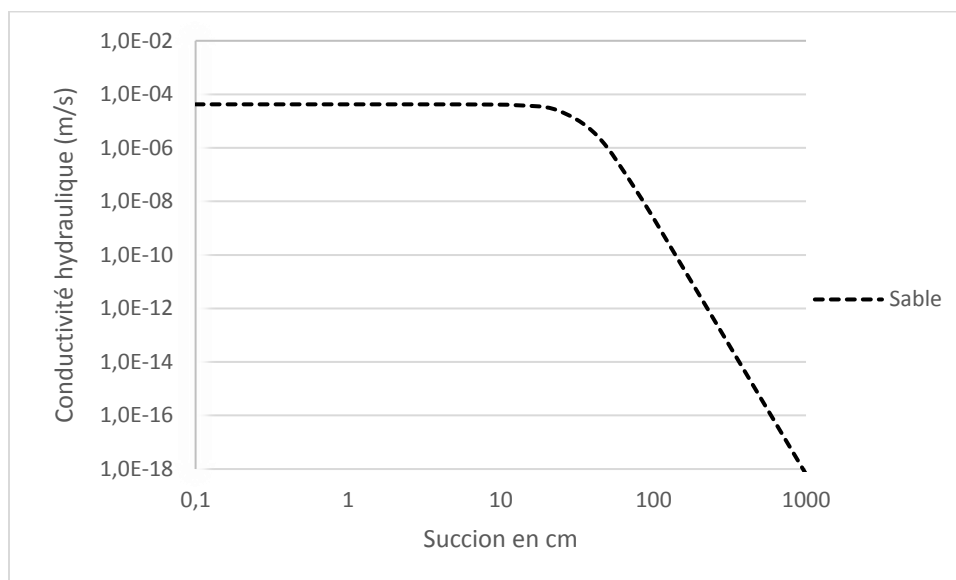


Figure 3- 16 : Fonction de perméabilité prédite pour le sable fin

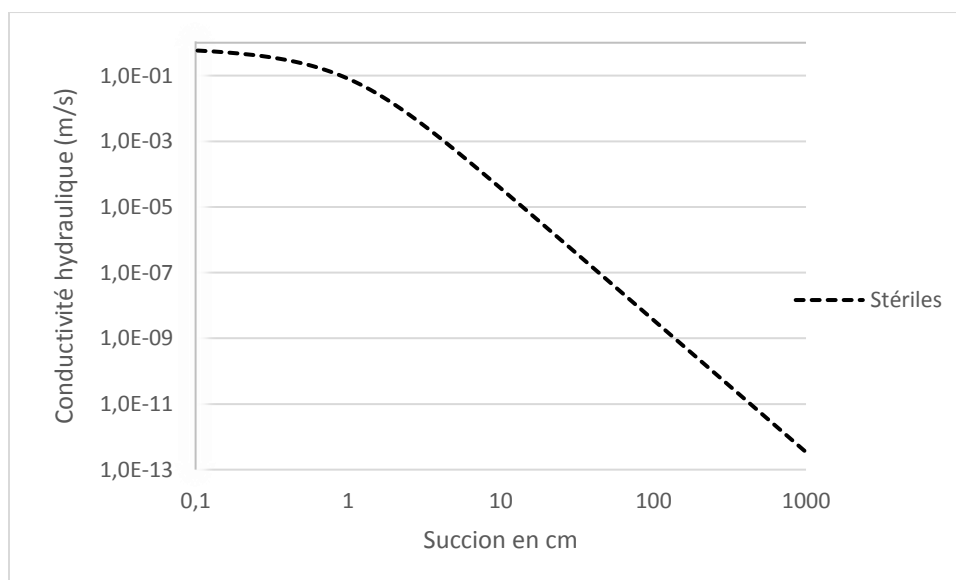


Figure 3- 17 : Fonction de perméabilité prédite pour les stériles miniers

Sur les Figure 3- 17 et 3-17, nous pouvons remarquer que la conductivité hydraulique non saturée des deux matériaux diminue progressivement au fur et à mesure que la succion augmente. À l'état saturé, les stériles miniers sont plus perméables que le sable fin, toutefois, sous certaines conditions de succion, les stériles miniers deviennent moins perméable que le sable. Lorsqu'un drainage libre



est réalisé dans système bicouche formé d'un sable déposé sur des stériles miniers, les effets de barrière capillaire peuvent être formés. Les stériles miniers se drainent aisément ce qui engendre une diminution de leur conductivité hydraulique. La chute de la conductivité hydraulique est plus rapide dans les stériles que dans le sable et, à des valeurs plus élevées de la succion, le sable devient plus perméable, ce qui implique une réduction importante de l'écoulement vertical du sable fin vers les stériles tout en favorisant l'accumulation et la saturation en eau dans le sable fin.

### **3.3. Dispositif expérimental et matériels utilisés**

#### **3.3.1 Dispositif expérimental**

Le dispositif expérimental est une boîte en acier avec une façade faite en verre trempé permettant l'observation des limites des couches ainsi que dans la limite du possible, les écoulements à l'intérieur des couches. Le haut de la boîte est ouvert à la pression atmosphérique. Le dispositif est de 2,5 m de longueur, 0,6 m de largeur et 1,5 m de hauteur et il est doté d'un axe de rotation permettant de varier son inclinaison jusqu'à une pente maximale de 20° (voir Figure 3- 18). Le plancher du bas est perforé à des endroits bien choisis et des drains y sont installés pour la récupération des eaux d'infiltration; ainsi huit drains ont été installés à la base de la boîte. Ces drains sont espacés de 30 cm et entre deux drains, un obstacle étanche est installé dans le but de récupérer toute la quantité d'eau qui rentre dans la zone de chaque drain et de ce fait son évacuation est limitée en utilisant des chemins prédéfinis. D'autres drains sont installés au niveau de la façade en bas de la pente à l'interface stériles-sable et à chaque limite des trois couches de sable de 25 cm qui vont être ajoutées au fur et à mesure des essais. Ces drains vont permettre l'évacuation et la récupération des eaux de ruissellement et des eaux de déviation latérale à l'interface.

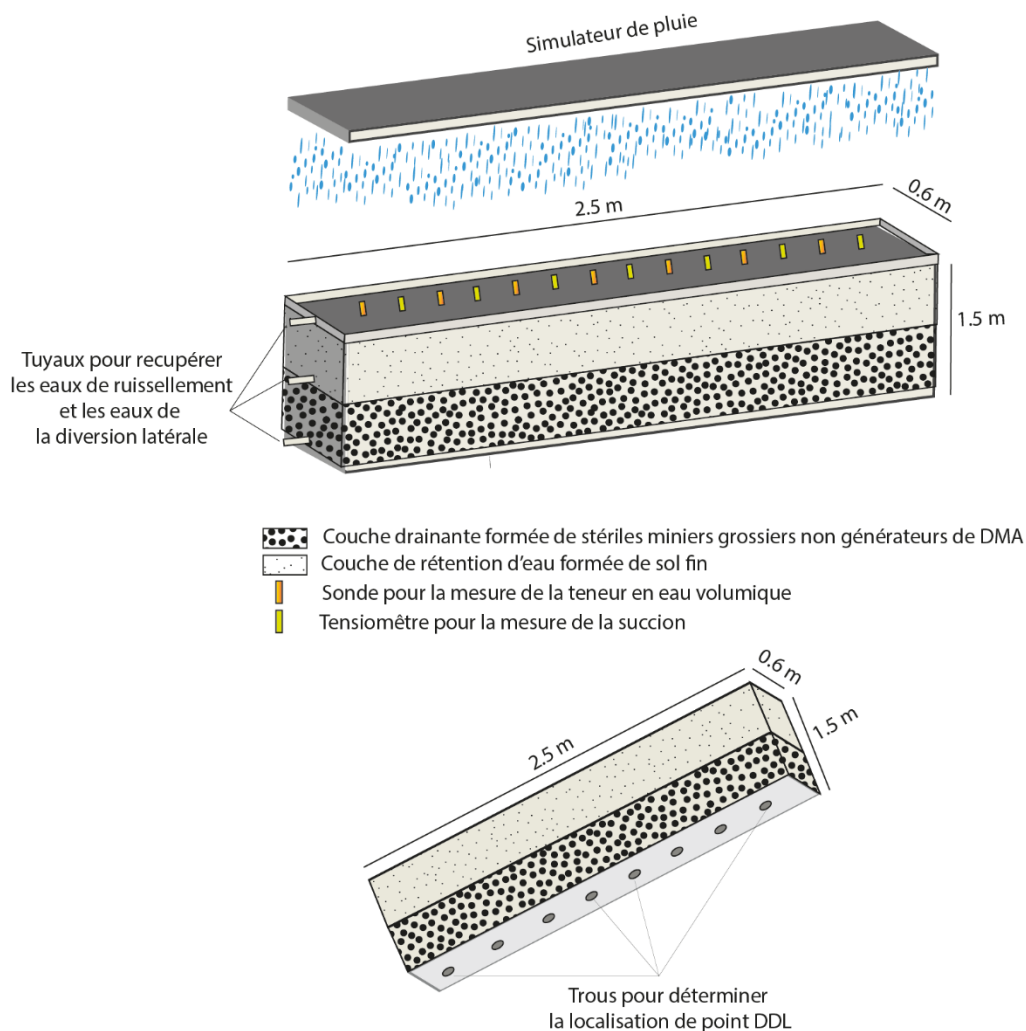


Figure 3- 18: Dispositif expérimental avec tous les équipements de mesure et les valves de récupérations des eaux d'infiltration et de ruissellement

### 3.3.2 Simulateur de pluie

Pour la recharge des différentes couches du dispositif expérimental et l'évaluation de l'influence du taux de précipitation sur le comportement hydrogéologique des barrières capillaires inclinées testées, un simulateur de pluie a été conçu et construit. Il est constitué de plusieurs bouteilles trouées et liées entre elles à l'aide de plusieurs tubes, comme il est montré dans la Figure 3- 19.

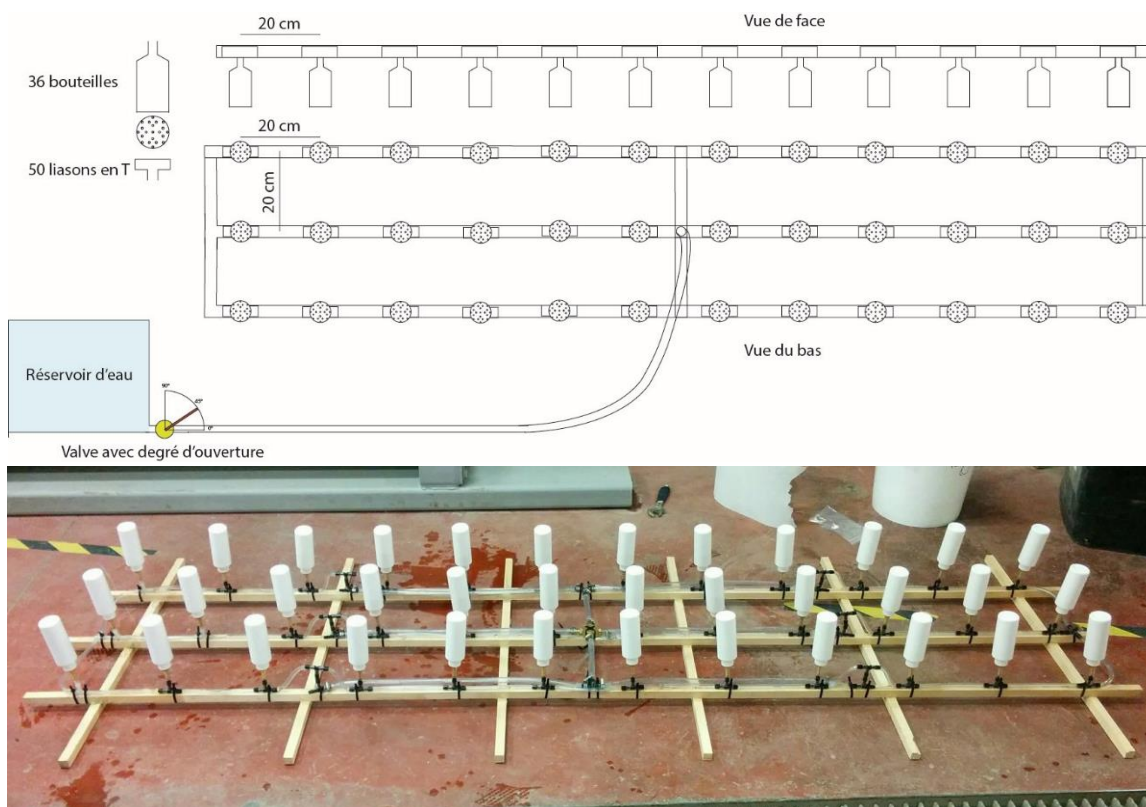


Figure 3- 19: Simulateur de pluie avec toutes ses composantes

Le système de distribution d'eau a été conçu de telle sorte que la pression d'eau dans toutes les bouteilles soit plus au moins équivalente et que les pertes de charges soient, le plus possible, minimales. Dans un premier temps, l'eau est distribuée, à partir d'une source d'alimentation située au centre de simulateur, dans les quatre directions à l'aide des tuyaux de même diamètre. Dans un deuxième temps, chaque tuyau alimente à son tour un deuxième point de distribution qui partage l'eau, cette fois ci, seulement dans deux directions et alimente le même nombre de bouteilles dans chaque côté. Cette façon de faire permet d'avoir des précipitations homogènes dans tout le système.

Plusieurs essais ont été réalisés avec ce simulateur pour évaluer le taux de précipitations que l'on peut produire en fonction de la pression d'eau appliquée à l'entrée du système. Pour ce faire, un manomètre a été utilisé pour contrôler la pression d'eau à l'entrée. Toutefois, pour la pression la plus faible (environ 10 kPa) que l'on peut mesurer par le manomètre et pour une période de 3h de précipitations simulée, la lame d'eau mesurée était de 263 mm (voir graphique en bas (Figure 3-20), soit des précipitations avec des périodes de retour extrêmement élevées, voir irréalistes.

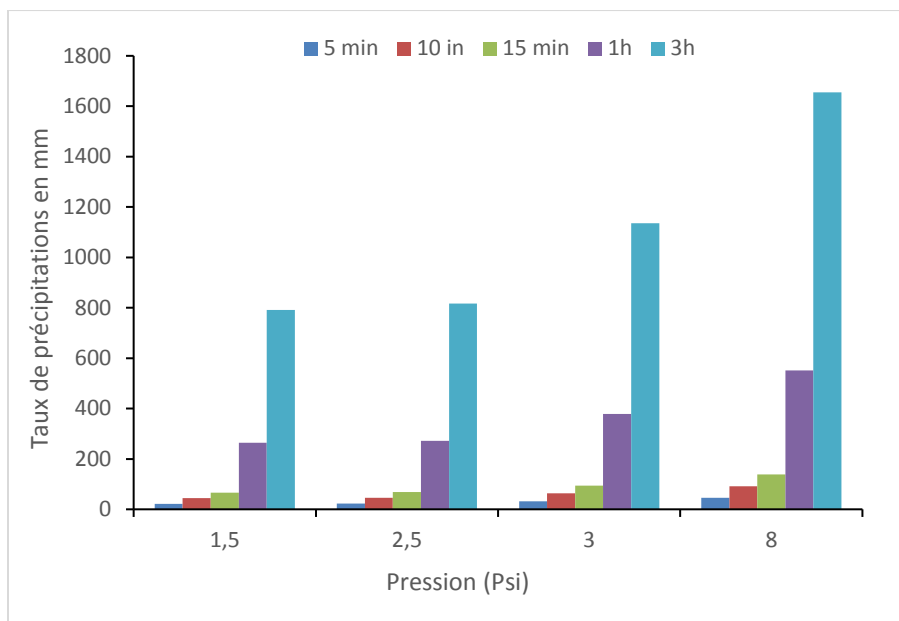


Figure 3- 20: Taux de précipitations en fonction de la pression appliquée

Puisqu'on ne peut pas mesurer des pressions d'eau plus faibles que 10 kPa pour produire des précipitations plus faibles et réalistes, une solution a dû être trouvée pour pallier à ce problème. La solution consiste à évaluer le volume d'eau sortant du système en utilisant un repère qui permet de contrôler l'ouverture de la valve d'alimentation. Concrètement, l'idée vise à connaître le taux de précipitation produit en fonction de l'ouverture de la valve d'alimentation, comme il est montré dans la Figure 3- 21.

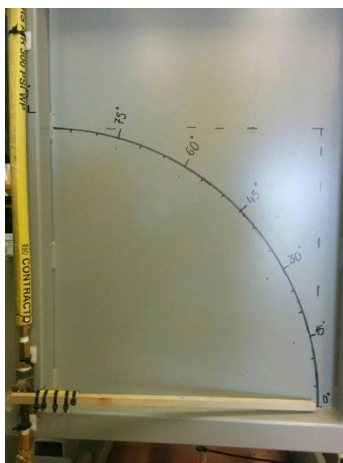


Figure 3- 21: Valve graduée de 0° à 90°

Pour chaque degré d'ouverture de la valve on a mesuré le volume d'eau et le débit sortant, ce qui nous a permis de calculer le taux de précipitations équivalent. Les résultats sont présentés dans le Tableau 3- 10.

Tableau 3- 10 : Taux de précipitations en fonction de l'ouverture de la valve

Ouverture en °	précipitations en mm						
	5 min	10 min	15 min	30 min	1h	2h	3h
<b>25</b>	3	5	8	16	33	65	98
<b>30</b>	6	12	19	37	74	149	223
<b>35</b>	13	25	38	75	151	302	452
<b>40</b>	22	45	67	134	267	534	801
<b>45</b>	33	67	100	201	402	804	1206

Deux taux de recharge vont être simulés : un taux de recharge, qui est égale à  $\frac{1}{2} k_{\text{sat}}$  du sable qui correspond à une valeur de 77 mm, durant une période de 1h, avec une ouverture de valve de 26°. Un deuxième d'une valeur de 154 mm ( $k_{\text{sat}}$  sable) durant une 1h avec une ouverture de valve de 35° (voir Tableau 3- 11). Cette valeur extrême est largement supérieure à celle de retour de 100 ans dans la région d'Abitibi Témiscamingue.

Tableau 3- 11 : Taux de précipitations à appliquer

	cm/s	mm/h
$k_{\text{sat}}$ sable	$4,29 \times 10^{-3}$	154
$\frac{1}{2} k_{\text{sat}}$ sable	$2,15 \times 10^{-3}$	77

### 3.3.3 Instruments de mesure

Le dispositif expérimental a été instrumenté à l'aide de sondes pour la mesure des teneurs en eau volumiques et des succions. Les sondes utilisées pour la mesure de la teneur en eau sont de type EC-5 et de type GS3; ces deux types se basent sur des méthodes diélectriques. Les techniques diélectriques se basent sur la mesure de la permittivité relative ou constante diélectrique du sol. À 20 °C, la permittivité de l'air sec est de 1, celle du sol sec se situe entre 2 et 5, et celle de l'eau est d'environ 80 (Maqsoud et al. 2007). Principalement, la constante diélectrique totale du sol est

contrôlée par l'eau, en mesurant celle d'un sol humide on peut estimer la teneur en eau volumique du milieu. Ces deux types de sondes ont une précision de  $\pm 2\%$  (ex :  $\theta = 0,30 \pm 0,02$ ).

Les sondes utilisées pour la mesure de la succion sont de type Watermark, ce type de sonde se basent sur la mesure de la résistance électrique à l'aide des blocs de gypse. L'intervalle de mesure se situe entre 0 à 200 kPa avec une précision de  $\pm 15\%$  sur la valeur mesurée (e.g :  $\psi = 10 \text{ kPa} \pm 1,5 \text{ kPa}$ ).

Dans le dispositif expérimental, 40 sondes ont été utilisées pour instrumenter le modèle; ce nombre se répartit de la façon suivante : 20 sondes de type Watermark pour les mesures de succion, 12 sondes de type EC-5 et 8 sondes de type GS3 pour les mesures des teneurs en eau volumiques. Toutes ces sondes ont été installées de la façon suivante :

- 8 sondes Watermark et 8 autres de la teneur en eau volumique (GS3) dans la couche de stérile. Ces sondes ont été installées à deux niveaux, soit en haut et en bas de la couche de stériles miniers. Les sondes en haut de la couche sont placées à 10 cm de l'interface sable-stériles miniers.
- Les autres sondes sont installées dans les trois couches de sable, dont 4 sondes de type EC5 pour les mesures des teneurs en eau volumiques et 4 sondes pour les mesures de succion dans chaque couche. Les sondes installées dans la première couche en bas sont à 10 cm de l'interface sable-stériles (voir Figure 3- 22).

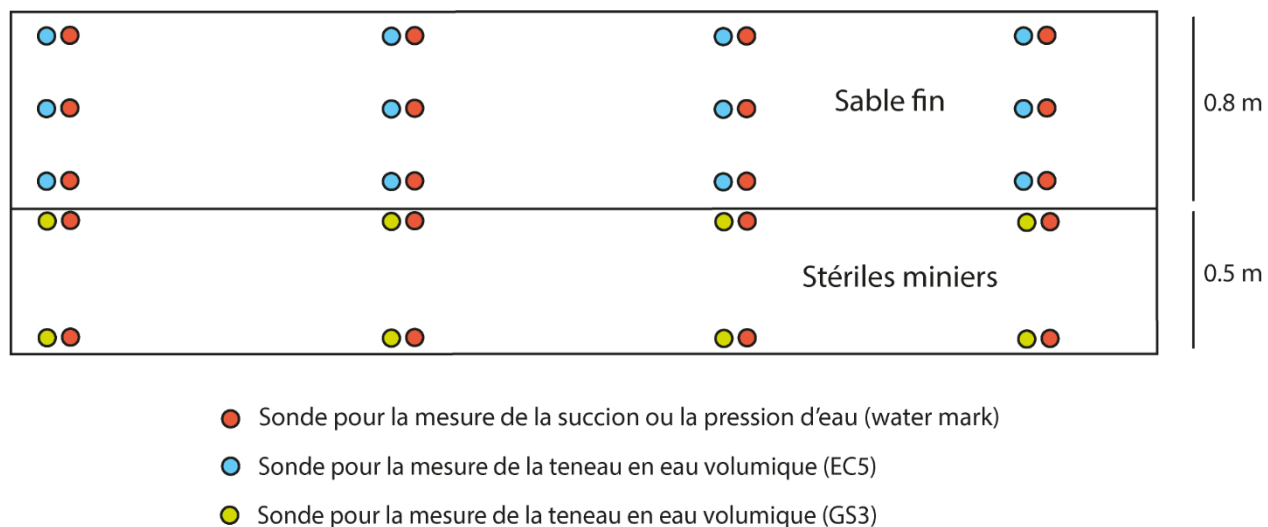


Figure 3- 22: Emplacement des sondes de teneur en eau volumique et de succion dans les deux couches du modèle physique

Avant la mise en place, les sondes permettant les mesures des teneurs en eau volumiques ont été calibrées pour chaque type de matériaux et les courbes de calibrage sont présentées à la Figure 3- 23 et la Figure 3- 24.

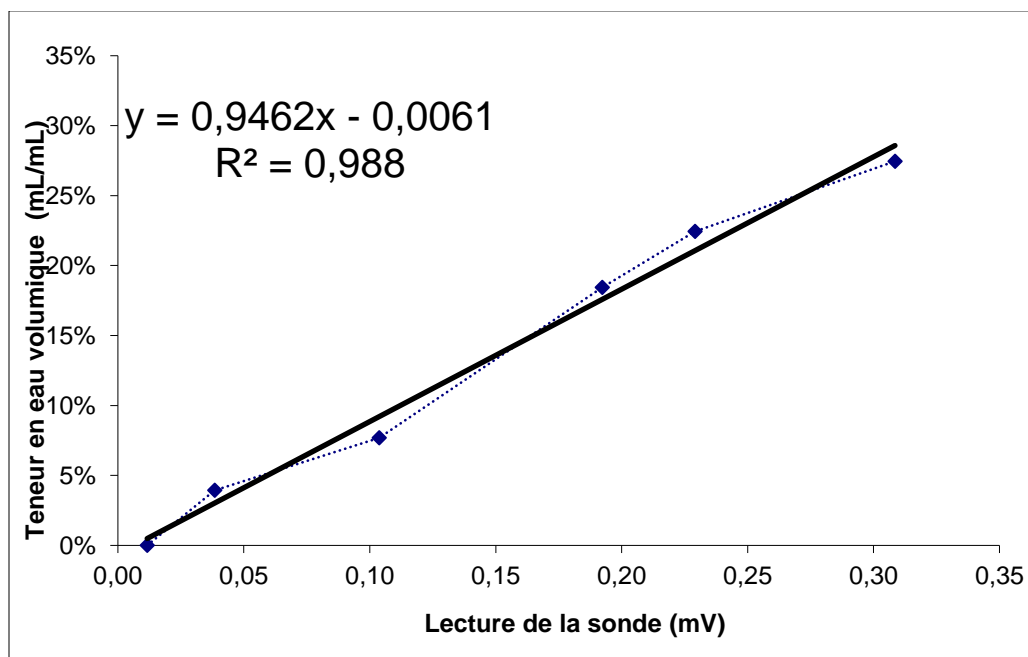


Figure 3- 23 : Graphique de la calibration de la sonde EC5 pour le sable

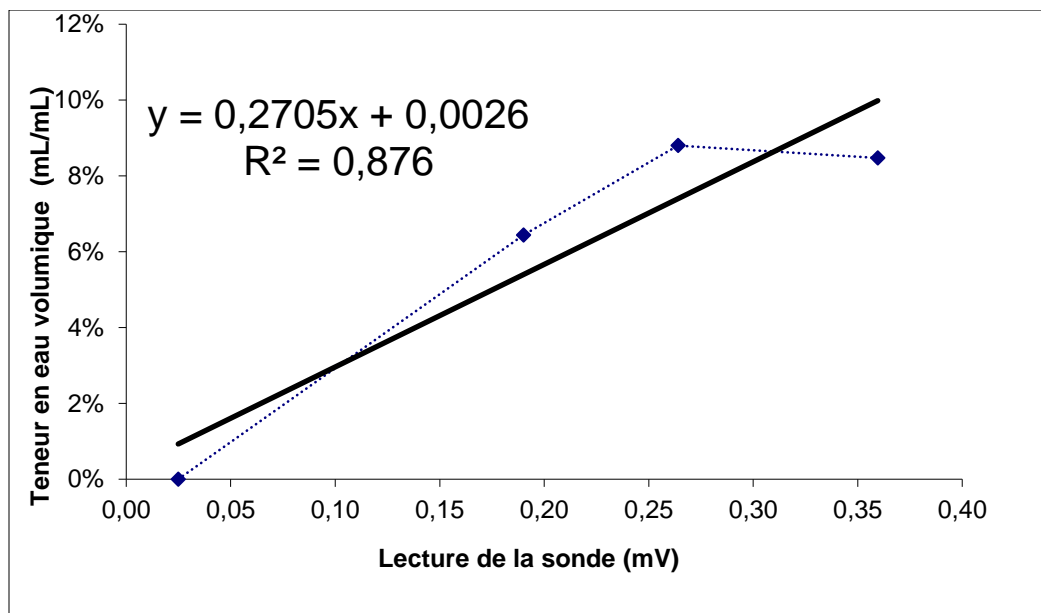


Figure 3- 24 : Graphique de la calibration de la sonde GS3 pour les stériles

Les équations des courbes de calibrage ont été utilisées pour convertir les valeurs mesurées par les sondes installées dans les couches en valeurs réelles des teneurs en eau volumiques.

### 3.3.4 Montage du modèle

Avant le remplissage du modèle physique, du géotextile a été placé à la fois à la base du modèle et au niveau de la paroi située au bas de la pente, pour éviter le colmatage des drains d'évacuation d'eau par les particules fines. Ensuite, une couche des stériles miniers a été installée à la base du dispositif; cette couche de stériles miniers a une épaisseur de 50 cm et une porosité de 0.28. Pour atteindre cette porosité, 1,6 tonnes de stériles (l'équivalent de quatre barils) ont été utilisés et qui ont été placés graduellement dans la boîte à l'aide d'un pont roulant sous forme de petites couches de même épaisseur (Figure 3- 25).





Figure 3- 25 : La mise en place des couches des matériaux dans le modèle physique

Les stériles sont bien répartis dans le dispositif et les grosses particules de 5 cm sont déplacées manuellement loin des parois pour éviter la création des chemins d'écoulement préférentiels. Toutes les couches du matériau ont été compactées d'une façon uniforme à l'aide d'un compacteur manuel sous forme d'un cylindre ayant un poids de 8 kg, une hauteur de 30 cm et une plaque de 16 cm de diamètre. Au fur et à mesure du remplissage de la boîte, les sondes pour les mesures des teneurs en eau volumiques (GS3) et des succions matricielles (Watermark) ont été installées horizontalement et leurs câbles sont passés par des petites ouvertures installées dans la façade arrière du dispositif, avant d'être reliés au système d'acquisition de données. Après la mise en place de la couche des stériles miniers, trois couches de sable ont été installées, l'une après l'autre, en fonction des scénarios à tester (couche de 25 cm, 50 cm et 75 cm).

Tableau 3- 12 : Porosité et indice des vides des matériaux après montage du modèle

Matériau	Porosité n	indice des vides e	Quantité utilisée
Stériles miniers	0,28	0,38	1,6 tonnes
Sable fin	0,40	0,66	1,8 tonnes

Chaque couche du sable a une épaisseur de 25 cm et l'épaisseur totale à la fin des essais est de 75 cm. La porosité de ces couches de sable est d'environ 0,40. Pour leur mise en place, on a utilisé

une quantité de 0,6 tonnes de sable pour chaque couche (voir Tableau 3- 12). Chaque couche a été déposée graduellement sous forme des petites couches de même épaisseur et compactées d'une façon uniforme afin de garder l'homogénéité entre les différentes couches de sable.

Les drains installés en bas du dispositif ainsi que sur le côté sont directement liés à des tuyaux avec des réservoirs pour la récupération des eaux (Figure 3- 26).



Figure 3- 26 : Récupération des eaux sortantes de la boîte dans des chaudières

Après la mise en place des matériaux et des instruments de mesure ainsi que le simulateur de pluie, les essais ont été réalisés afin de tester différents scénarios d'étude. Les scénarios testés sont décrits dans la section suivante.

### **3.4. Scénarios de modélisation physique au laboratoire et de simulation numérique**

Dans cette étude on vise à évaluer l'efficacité de la nouvelle approche de restauration des haldes à stériles appelée couche de contrôle d'écoulement d'eau CCE. Cette méthode a pour but de dévier l'eau vers les côtés et éviter l'infiltration profonde par la mise en place d'une couche de matériaux

fin par-dessus un matériau grossier (pour la création d'effets de barrière capillaire) ayant une certaine inclinaison. La compréhension du fonctionnement de ce type de recouvrement passe par l'identification des paramètres qui contrôlent son efficacité et par l'évaluation de leur degré influence. D'après les travaux antérieurs, les systèmes qui utilisent les effets de barrière capillaire sont généralement contrôlés par plusieurs paramètres intrinsèques tels que l'épaisseur de la couche de matériau fin, la nature de matériau, l'inclinaison du système et le taux de précipitations.

Dans ce projet on teste plusieurs scénarios afin de mettre en relief l'importance de chacun de ces paramètres et son degré d'influence. Pour chaque scénario, on garde tous les paramètres constants et on varie juste un seul d'entre eux pour mettre en relief son impact sur le comportement hydrogéologique de la barrière capillaire inclinée.

Dans un premier temps, on utilise une couche de sable d'une épaisseur de 25 cm et pour cette épaisseur on va tester plusieurs cas d'inclinaison de  $0^\circ$ ,  $3^\circ$  (à peu près une inclinaison de 5% qui est souvent utilisée dans les structure minières),  $10^\circ$  et  $20^\circ$ . Pour chaque inclinaison de la couche de 25 cm de sable, on va appliquer deux taux de précipitations différents, le premier est l'équivalent de la moitié de la valeur de  $k_{sat}$  du sable qui est de l'ordre de 77 mm/h et le deuxième est l'équivalent de la valeur du  $k_{sat}$  de sable qui est de 154 mm/h (voir Figure 3- 27).

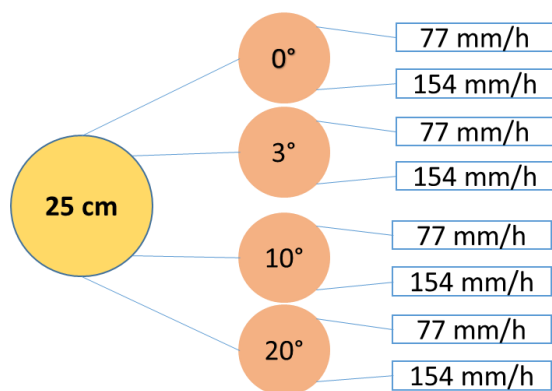


Figure 3- 27 : Scénarios testés pour le cas d'une couche de 25 cm de sable

Dans un deuxième temps, on va augmenter l'épaisseur de la couche de sable en ajoutant 25 cm, ce qui donne une couche de 50 cm. Pour cette nouvelle épaisseur, on va tester les mêmes cas de figure que le cas de 25 cm : quatre pente différentes ( $0^\circ$ ,  $3^\circ$ ,  $10^\circ$  et  $20^\circ$ ) et pour chaque pente on va tester deux taux de précipitations différents de 77 mm/h et 154 mm/h (voir Figure 3- 28).

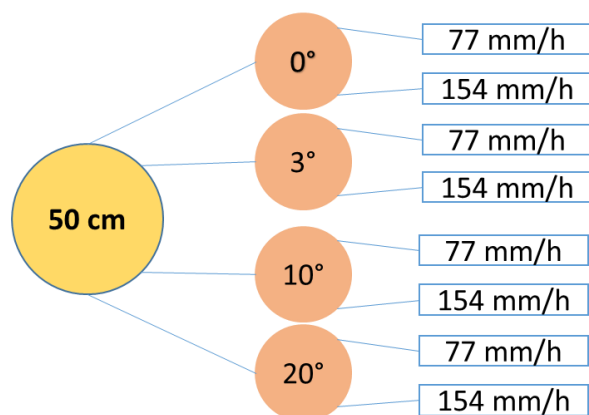


Figure 3- 28 : Scénarios testés pour le cas d'une couche de 50 cm de sable

Dans un troisième temps, on va augmenter encore davantage l'épaisseur de la couche de sable en rajoutant une autre couche de 25 cm, ce qui donne en total une couche de sable de 75 cm d'épaisseur. Pour cette nouvelle configuration, on va tester les mêmes scénarios que dans les cas précédents de 25 cm et de 50 cm de sable comme il est montré dans la Figure 3- 29 ci-dessous.

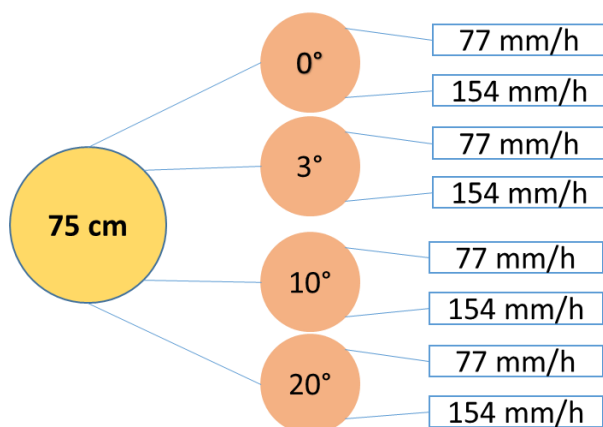


Figure 3- 29 : Scénarios testés pour le cas d'une couche de 75 cm de sable

Ainsi, pour chaque épaisseur de sable, on a huit scénarios à tester et, comme il y a trois épaisseurs différentes à évaluer, c'est un total de 24 scénarios qui sont simulés. Durant tous ces essais, l'épaisseur de la couche de stériles miniers reste constante avec une valeur de 50 cm. Chaque essai dure environ une semaine voir plus, et avant de passer au prochain essai, le système est laissé en mode drainage pour une durée de 48h afin d'obtenir un état hydrogéologique à peu près stable.

En parallèle avec la modélisation physique au laboratoire, les mêmes scénarios sont simulés numériquement à l'aide de logiciel SEEP/W 2016. La modélisation numérique a pour but de

reproduire les mêmes scénarios testés au laboratoire et de comparer les résultats expérimentaux avec ceux des simulations numériques. Cette étape est très importante pour caler les deux modèles. Le calage du modèle physique avec le modèle numérique offre beaucoup d'avantages. Dans un premier temps, il va nous permettre de faire varier librement les paramètres contrôlant le fonctionnement du système et de se prononcer sur leur degré d'influence. Dans un second temps, il va permettre de faire des extrapolations à grande échelle et de simuler un cas de taille réelle d'une halde à stériles.

Tous les cas de la modélisation physique au laboratoire sont reproduits avec le logiciel SEEP/W, pour les dimensions réelles. Trois grandes étapes sont suivies pour faire de la simulation numérique. La première étape consiste à dessiner le modèle et de respecter les mêmes dimensions comme dans les essais expérimentaux afin de pouvoir comparer les deux modèles. La deuxième étape a pour but de déterminer les conditions initiales et aux frontières à appliquer sur le modèle. Cette opération est faite dans des conditions d'un régime d'écoulement stationnaire. Dans cette étape, il faut appliquer des conditions frontières au modèle numérique qui permettent d'obtenir des succions et teneurs en eau volumiques similaires à celles observées au début de l'essai de mouillage. En fait, dans le laboratoire, en passant d'un essai à un autre, les matériaux ne sont pas complètement secs et ils gardent une quantité d'eau à l'intérieur. De ce fait, les conditions initiales dans le modèle numérique doivent être similaires à celles du début des essais expérimentaux. La troisième étape, quant à elle, a pour objectif de simuler un taux de précipitations bien déterminé sur une période de temps donnée et dans les conditions d'un régime d'écoulement transitoire.

Les résultats de la modélisation physique avec tous les essais expérimentaux et ceux des simulations numériques sont présentés dans le prochain chapitre.

## **CHAPITRE 4 : RÉSULTATS DE LA MODÉLISATION PHYSIQUE AU LABORATOIRE**

Dans ce chapitre, on présente les résultats des essais expérimentaux réalisés à l'aide du modèle physique de laboratoire. Les résultats des modélisations sont présentés sous forme de graphiques qui décrivent la variation des teneurs en eau volumiques dans le temps en fonction de l'élévation. Les résultats des mesures des taux de percolation et d'infiltration sont également présentés. Une bonne interprétation de ces données va permettre de mieux comprendre le fonctionnement de la CCE et de statuer sur le degré d'influence de chaque paramètre étudié sur la capacité de déviation latérale de la CCE.

La modélisation physique a consisté à évaluer l'impact de certains paramètres sur le comportement hydrogéologique de la CCE. En rappel, les paramètres testés durant cette modélisation physique sont les suivants : i) l'épaisseur de la couche de protection, ii) l'inclinaison du modèle et iii) l'intensité des précipitations. Ces essais ont été réalisés sous des conditions bien contrôlées au laboratoire. Pour évaluer l'effet de chacun des paramètres, un protocole expérimental a été élaboré et qui consiste à tester l'effet de chacun des paramètres de façon individuelle et dans chaque essai, un seul paramètre est changé pendant que tous les autres restent inchangés. Pour la couche de sable trois épaisseurs ont été testées à savoir : 25 cm, 50 cm et 75 cm. Pour chacune de ces épaisseurs quatre inclinaisons du modèle physique ont été utilisées 0°, 3°, 10° et 20°, et pour chaque inclinaison du modèle deux intensités des précipitations ont été appliquées : 77 mm/h et 154 mm/h. Au total 24 scénarios ont été testés et les résultats de ces modélisations sont présentés dans ce qui suit.

Avant de présenter les résultats relatifs aux différents cas simulés, il est important de mentionner que des mesures de suctions ont été réalisées durant les essais. Ces mesures ont été faites d'une façon ponctuelle avant l'essai, durant la période de mouillage et durant la période de drainage. Les résultats des mesures typiques sont présentées au Tableau 4- 1.

Tableau 4- 1 : Exemple de mesures de succion dans les différentes couches du modèle

		Stérile position 1				Stérile position 2				Sable		
		ST1	ST2	ST3	ST4	ST5	ST6	ST7	ST8	SB1	SB2	SB3
Succion en kPa	Avant	2	0	0	0	2	3	1	1	10	10	16
	1h	2	0	0	0	1	1	1	0	2	5	16
	1j	2	0	0	0	1	1	1	1	2	4	16
	2j	2	0	0	0	1	1	1	1	2	4	15
	1 semaine	1	0	0	0	1	1	0	0	3	5	16

Les valeurs de la succion mesurées dans les différentes couches du modèle ne varient pas de façon significative. Ainsi les mesures de succion réalisées à l'état sec de matériau comme à son état saturé sont similaires en raison du peu de précision de l'instrument utilisé et des propriétés hydriques des deux matériaux. En effet, le sable a une AEV de 1,1 kPa et une succion résiduelle d'environ 6 kPa (voir Figure 3- 14) et les stériles miniers ont une AEV de 0,1 kPa et une succion résiduelle d'environ 0,8 kPa (voir Figure 3- 12); ces deux matériaux sont très sensibles aux petites variations de la succion et vu que les blocs Watermark sont peu sensibles aux succions comprises entre 0 et 10 kPa, ces équipements étaient incapables de les déceler (variations de succion entre l'état saturé des matériaux et leurs états secs).

Pour ces différentes raisons, les mesures de succions ne seront pas présentées pour les différents cas simulés et on focalisera uniquement sur les mesures des teneurs en eau volumiques. Toutefois les mesures des succions seront présentées en annexe.

#### 4.1. CCE d'une épaisseur de 25 cm

Pour cet essai, le taux de précipitations est appliqué en continu pendant une durée d'une heure. Une fois l'arrêt des précipitations, l'essai se poursuit pour une semaine afin de suivre l'évolution des teneurs en eau volumiques dans le modèle.

Les figures montrées ici regroupent des graphiques des teneurs en eau volumiques pour chaque inclinaison du modèle. Chaque figure présente des graphiques de la teneur en eau volumique en fonction des deux taux de recharge et leurs variations en haut et en bas de la pente du modèle.

*Cas 1 : 25 cm de sable et 0° d'inclinaison*

Le système est composé d'une couche de stériles miniers de 50 cm sur laquelle est déposée une couche de sable de 25 cm d'épaisseur jouant le rôle de la CCE. Les variations de la teneur en eau volumique en fonction des deux taux de précipitations appliqués sont présentées à la figure 4- 1.

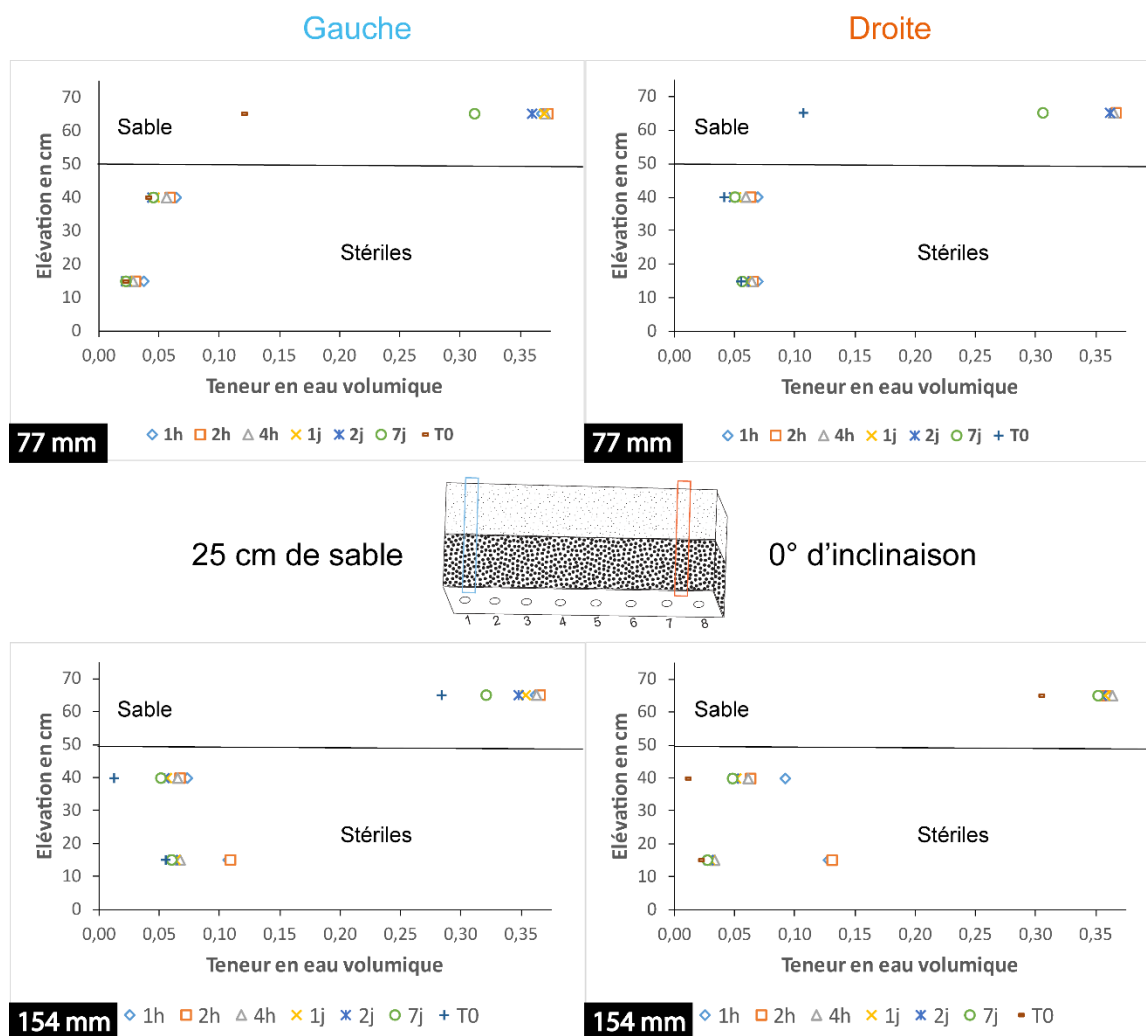


Figure 4- 1 : Profils des teneurs en eau volumiques dans le cas de recouvrement de 25 cm de sable et une inclinaison de 0° pour deux taux de précipitations (77 et 154 mm de pluie pendant une heure)

Les graphiques en haut (voir Figure 4- 1) montrent que l'application de taux de recharge de 77 mm/h a engendré une augmentation de la teneur en eau volumique dans la couche de sable dans la première heure d'essai; les teneurs en eau volumiques sont passées de 0,10 à 0,38. La teneur en eau de 0,10 représente la teneur en eau initiale de la couche de sable lors de montage de modèle. La valeur de 0,38 représente une teneur en eau proche de saturation ( $\theta_{\text{sat}} = 0,40$ ). La couche de sable



garde une teneur en eau volumique élevée après une semaine de drainage libre sans aucun apport d'eau. Durant cette période de drainage, la teneur en eau volumique est passée de 0,38 à 0,30. Au niveau de la couche des stériles miniers, la variation des teneurs en eau volumiques mesurées est peu significative. On remarque une légère fluctuation de 0,03 à 0,07 durant toute la durée de l'essai.

L'application d'un taux de précipitation plus élevé correspondant à 154 mm/h a engendré presque les mêmes effets (que dans le cas précédent) au niveau de la variation des teneurs en eau volumiques dans la couche de sable. En effet, la couche de sable garde toujours une teneur en eau volumique d'environ 0,38 (teneur en eau à saturation) avant de baisser à 0,30 après une semaine de drainage. L'effet de l'augmentation de taux de recharge est plus prononcé au niveau de la couche de stériles où on remarque une augmentation significative de la teneur en eau volumique jusqu'à une valeur d'environ 0,13. Dans ces conditions de recharge, avec un état horizontal du modèle, les deux couches ont un comportement d'une CEBC conventionnelle où la couche de rétention d'eau maintient un degré de saturation élevé tandis que la couche drainante se retrouve dans un état drainé. On retrouve ici un tableau récapitulatif de la variation de la teneur en eau volumique dans les deux couches durant le mouillage et le drainage dans le cas des deux taux de précipitations.

Tableau 4- 2 : Variation des teneurs en eau volumique en mouillage et en drainage dans le cas de recouvrement de 25 cm de sable et une inclinaison de 0°

<b>Couche</b>	<b>Taux de précipitations</b>	<b>Mouillage</b>	<b>Drainage</b>
<b>Sable</b>	77 mm/h	0,10 → 0,38	0,38 → 0,30
	154 mm/h	0,27 → 0,38	0,38 → 0,30
<b>Stériles</b>	77 mm/h	0,03 → 0,07	0,07 → 0,03
	154 mm/h	0,03 → 0,13	0,13 → 0,03

#### *Cas 2 : 25 cm de sable et 3° d'inclinaison*

Dans ce cas d'étude, l'épaisseur de la CCE est toujours la même (25 cm), mais le modèle a une inclinaison du modèle de 3°. Les mesures des teneurs en eau volumiques au niveau des deux couches du modèle sont présentées à la Figure 4- 2.

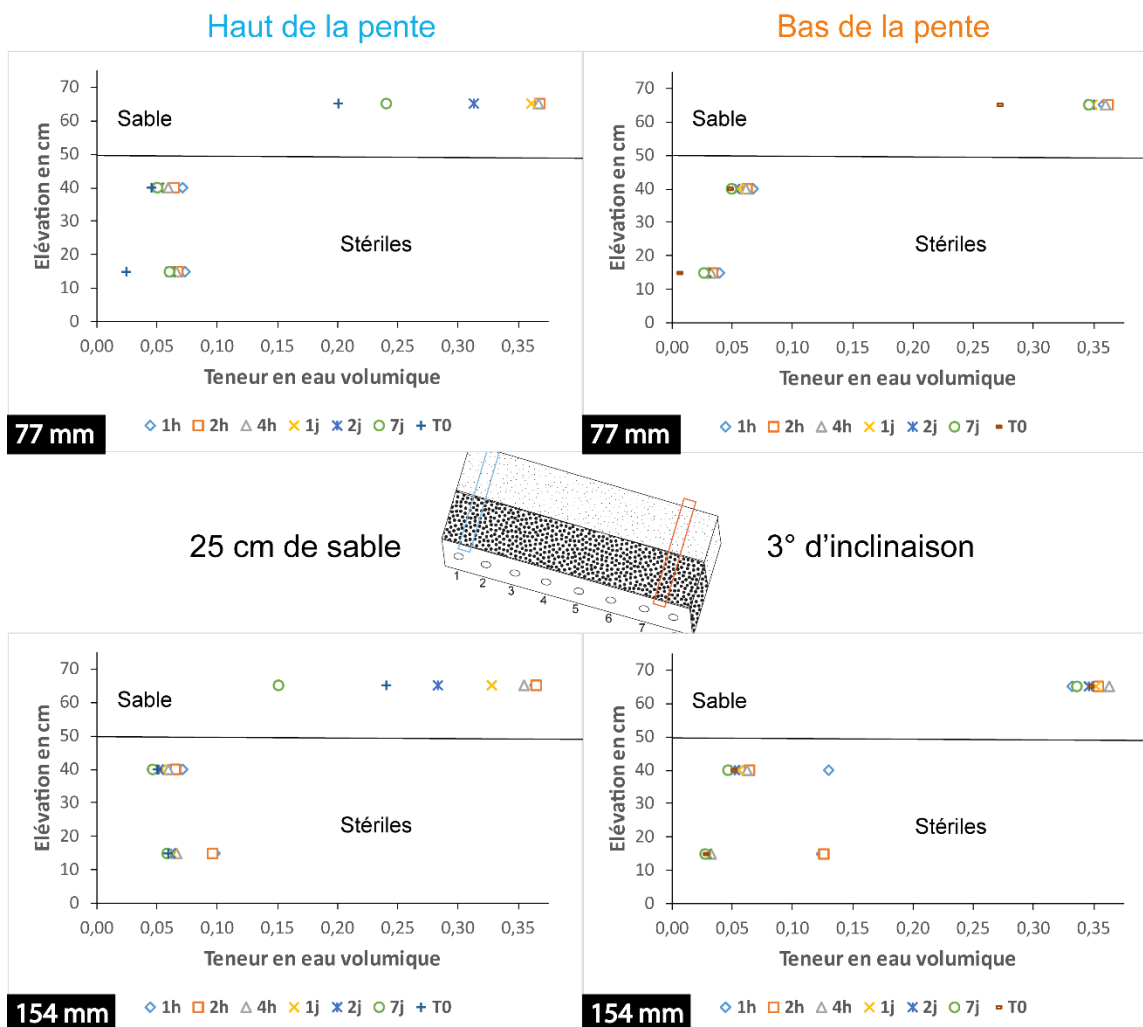


Figure 4- 2 : Profils des teneurs en eau volumiques dans le cas de recouvrement de 25 cm de sable et une inclinaison de 3°

L'effet de l'augmentation de la pente jusqu'à 3° est observable au niveau de la variation des teneurs en eau volumiques, surtout dans la partie située en haut de la pente de modèle. En effet, dans le cas de l'application de 77 mm/h, au début de l'essai la teneur en eau volumique dans la couche de sable a augmenté de 0,20 jusqu'à 0,38 en haut de la pente et de 0,25 jusqu'à 0,38 en bas de la pente. Durant la période de drainage on observe que la teneur en eau volumique en bas de la pente est maintenue aux alentours de 0,36 dans la couche de sable tandis que dans le haut de la pente la teneur en eau volumique a baissé jusqu'à 0,23, soit une réduction de 0,12. Au niveau de la couche des stériles, durant le mouillage la teneur en eau volumique a augmenté de 0,02 jusqu'à 0,07 dans la première heure de l'essai ensuite elle a baissé jusqu'à 0,03 durant la période de drainage. L'application du taux de précipitation de 154 mm/h a engendré durant les premières heures de

l'essai une augmentation de la teneur en eau volumique au niveau de la couche de stériles. Ainsi, les teneurs en volumiques sont passées de 0,03 à 0,14 dans le bas de la pente, soit une augmentation de 0,11. Ensuite, la couche de stériles a retrouvé son état d'équilibre après 4 heures de drainage et la teneur en eau volumique est passée de 0,14 à 0,03. L'augmentation de la teneur en eau volumique dans la couche des stériles durant le mouillage signifie qu'il y a une infiltration d'eau significative dans le cas d'application d'un taux de précipitation élevé. Au niveau de la couche de sable, l'augmentation du taux de précipitation a eu le même effet que celui qui a été engendré par le taux de recharge de 77 mm/h. En effet, le comportement hydrogéologique est similaire dans les deux cas où l'on observe une saturation totale en bas de la pente et en même temps une diminution remarquable de la teneur en eau dans la partie en haut de la pente qui baisse de 0,35 jusqu'à 0,14 (cas de taux de 154 mm/h) après une semaine de drainage. Une récapitulation des variations de la teneur en eau volumique en mouillage et en drainage est présentée dans le Tableau 4- 3.

Tableau 4- 3 : Variation des teneurs en eau volumique en mouillage et en drainage dans le cas de recouvrement de 25 cm de sable et une inclinaison de 3°

Couche	Taux de précipitation	Mouillage		Drainage	
		Haut de pente	Bas de pente	Haut de pente	Bas de pente
Sable	77 mm/h	0,20 → 0,38	0,25 → 0,38	0,38 → 0,23	0,38 → 0,33
	154 mm/h	0,23 → 0,38	0,33 → 0,38	0,38 → 0,14	0,38 → 0,33
Stériles	77 mm/h	0,02 → 0,07	0,01 → 0,07	0,07 → 0,03	0,07 → 0,03
	154 mm/h	0,04 → 0,10	0,03 → 0,14	0,10 → 0,03	0,14 → 0,03

Des volumes d'eau de percolation ont été mesurés et sont présentés sous forme de pourcentage de percolation en fonction de la distance de chaque trou par rapport à l'extrémité gauche du modèle. Les pourcentages de percolations sont mesurés pour les deux différents taux de précipitations (voir Figure 4- 3).

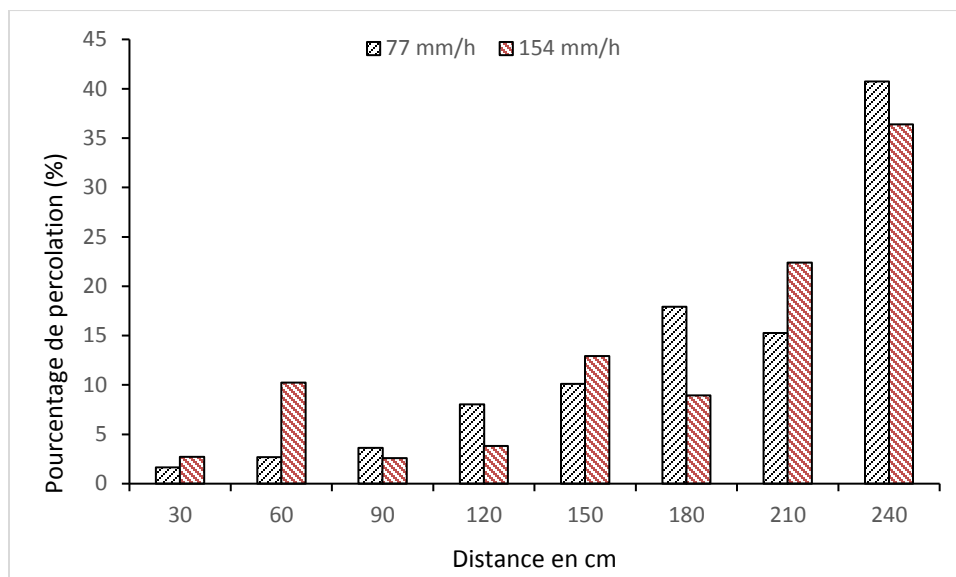


Figure 4- 3 : Variation des pourcentages de percolation en fonction de la distance dans le cas de recouvrement de 25 cm de sable et une inclinaison de  $3^\circ$

Les plus grands pourcentages de percolation sont enregistrés en bas de la pente. En comparant l'effet des deux différents taux de précipitations, on remarque que la première grande infiltration enregistrée pour le cas de 77 mm/h est entre 120 cm et 150 cm; tandis que pour le taux de 154 mm/h, la première grande infiltration est située à une distance de 60 cm ensuite au-delà de 120 cm on observe une nouvelle augmentation du pourcentage de percolation.

#### *Cas 3 : 25 cm de sable et $10^\circ$ d'inclinaison*

Dans ce cas, le modèle simule une inclinaison correspondant à  $10^\circ$ . Le même taux de précipitation est appliqué pendant une heure et on laisse ensuite le système se stabiliser en condition de drainage libre (pour une semaine). Les résultats relatifs à ces simulations sont présentés à la Figure 4- 4.

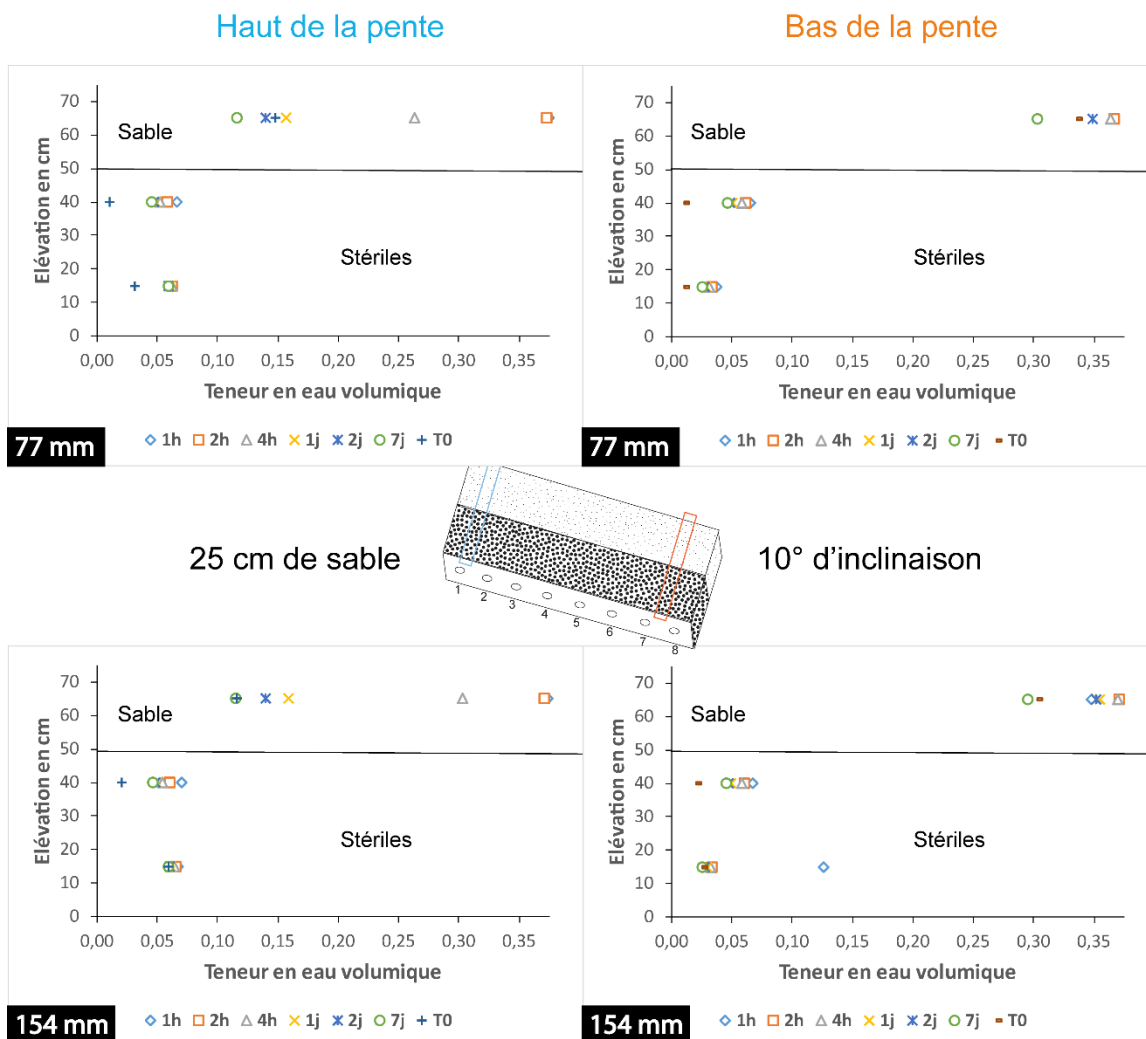


Figure 4- 4 : Profils des teneurs en eau volumiques dans le cas de recouvrement de 25 cm de sable et une inclinaison de 10°

Durant la première heure de l'application de taux de 77 mm/h, la teneur en eau volumique est passée de 0,15 à 0,38 en haut de la pente et de 0,32 à 0,38 en bas de la pente. Le même comportement a été observé dans le cas de l'application de taux de précipitations de 154 mm/h où la teneur en eau volumique a augmenté de 0,11 à 0,38 en haut de la pente et de 0,30 à 0,38 en bas de la pente pendant la première heure de l'essai.

L'augmentation de l'inclinaison du modèle jusqu'à une pente de 10° a engendré un drainage plus important dans la couche de sable. Au niveau du haut de la pente on a observé une diminution de la teneur en eau volumique plus prononcée par rapport au cas précédent de 3° d'inclinaison. Ainsi

la teneur en eau volumique, après 7 jours de drainage, s'est stabilisée autour de 0,11 alors qu'elle s'est maintenue autour de 0,15 pour le cas où la pente était de 3°. Quant au bas de la pente on a observé une légère diminution de la teneur en eau volumique; cette dernière est passée de 0,38 à 0,30 après 7 jours de drainage libre.

L'application d'un taux de recharge plus élevé a eu le même effet que dans le cas précédent où la pente était de 3° et qui a engendré une augmentation de la teneur en eau dans la couche de stérile dans la première heure de l'essai de 0,02 à 0,07 en haut de la pente et de 0,03 à 0,13 en bas de la pente, pour ensuite baisser et se stabiliser à 0,04 en haut de la pente et 0,02 en bas de la pente, soit une réduction de 0,10. Dans le Tableau 4- 4, on trouve un résumé des variations des teneurs en eau volumiques durant le mouillage et le drainage pour les deux couches. Les mesures des volumes de percolation dans les deux cas des taux de précipitations sont présentées dans la Figure 4- 5.

Tableau 4- 4 : Variation des teneurs en eau volumique en mouillage et en drainage dans le cas de recouvrement de 25 cm de sable et une inclinaison de 10°

Couche	Taux de précipitation	Mouillage		Drainage	
		Haut de pente	Bas de pente	Haut de pente	Bas de pente
Sable	77 mm/h	0,15 → 0,38	0,32 → 0,38	0,38 → 0,11	0,38 → 0,30
	154 mm/h	0,11 → 0,38	0,30 → 0,38	0,38 → 0,11	0,38 → 0,28
Stériles	77 mm/h	0,01 → 0,07	0,01 → 0,08	0,07 → 0,05	0,08 → 0,03
	154 mm/h	0,02 → 0,07	0,03 → 0,13	0,07 → 0,04	0,13 → 0,02

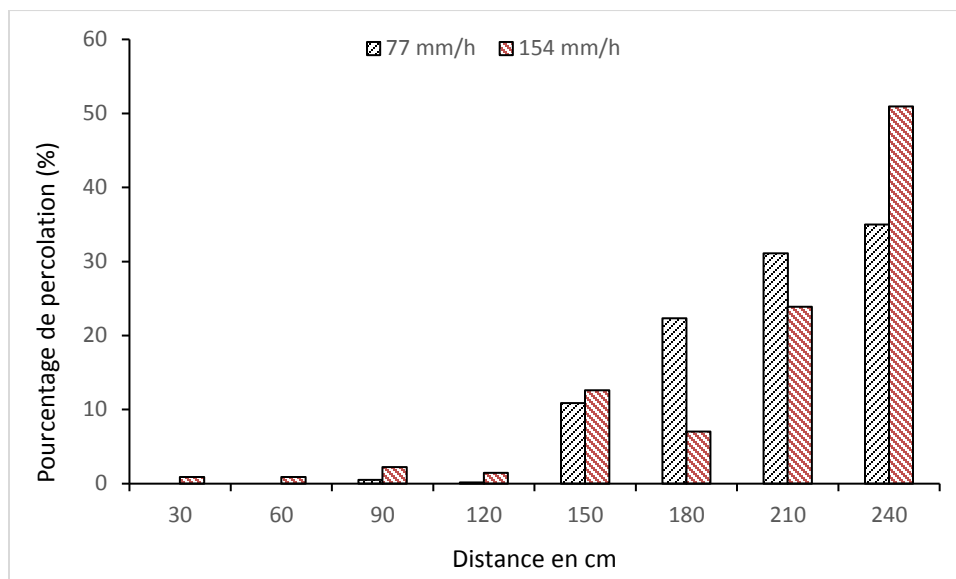


Figure 4- 5 : Variation des pourcentages de percolation en fonction de la distance dans le cas de recouvrement de 25 cm de sable et une inclinaison de  $10^\circ$

L'effet de l'augmentation de la pente sur la distribution des pourcentages de percolation est significatif. Comme dans le cas précédent ( $3^\circ$  d'inclinaison), les plus grands volumes de percolation se situent à une distance au-delà de 180 cm ce qui est expliqué par la déviation d'eau sous l'effet de la pente. Cependant, la percolation en haut de la pente est quasiment négligeable voire nulle suite à l'augmentation de la pente jusqu'à  $10^\circ$ . Les premières grandes infiltrations sont enregistrées au niveau du trou situé à 150 cm pour les deux taux de précipitation.

Il est important de mentionner qu'aucun ruissellement notable n'a été observé et qu'aucun débit au niveau de l'interface n'a été mesuré.

#### *Cas 4 : 25 cm de sable et $20^\circ$ d'inclinaison*

Dans le cas de la pente de  $20^\circ$ , qui est la pente maximale que le modèle peut atteindre, l'effet de l'augmentation de la pente est encore plus remarquable par rapport aux autres cas simulés ( $3^\circ$  et  $10^\circ$ ). Les variations des teneurs en eau volumiques suite à ces conditions d'inclinaison et aux taux de précipitations appliqués sont présentées à la figure 4- 6.

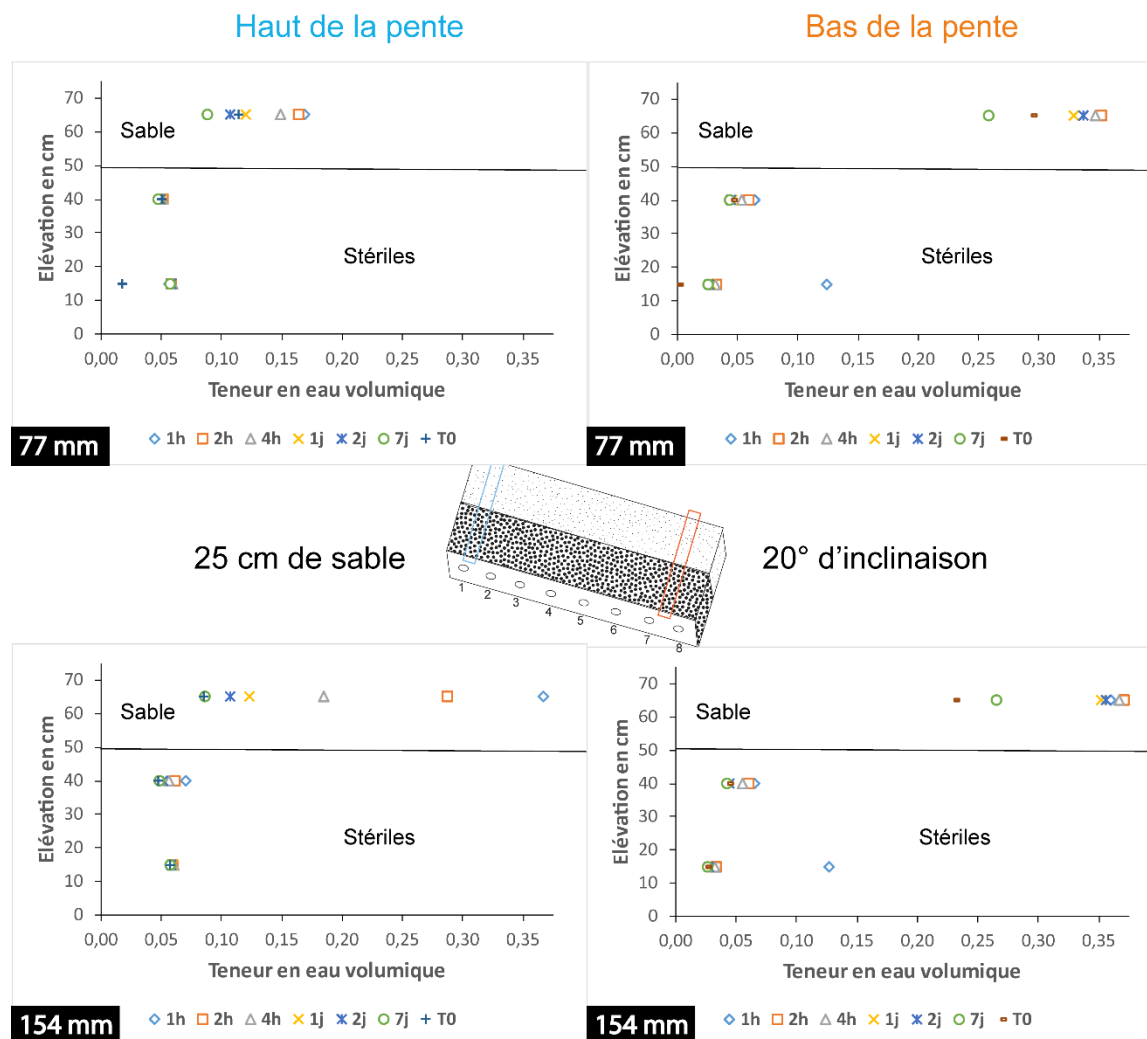


Figure 4- 6 : Profils des teneurs en eau volumiques dans le cas de recouvrement de 25 cm de sable et une inclinaison de 20°

L'augmentation de la pente jusqu'à 20° a un effet immédiat sur la variation des teneurs en eau volumiques dans le modèle. En effet, dans le cas de taux de précipitation de 77 mm/h et surtout dans la partie haute de la pente, la teneur en eau volumique maximale n'a pas dépassé la valeur de 0,16 durant la période de simulation de précipitation. Ensuite, ces teneurs en eau volumiques ont baissé pour atteindre la valeur de 0,07 après une semaine de drainage libre. Par contre, dans la partie basse de la pente, la valeur de la teneur en eau volumique dans la première heure est à son maximum (saturation presque complète qui correspond à 0,38) pour ensuite diminuer durant la période de drainage à des valeurs autour de 0,26 après une semaine de drainage. Dans le cas de simulation d'un taux de précipitation plus élevé (154 mm/h), le comportement de la couche de sable est différent que dans le cas de taux de recharge de 77 mm/h. Ainsi, pour le taux de



précipitation de 154 mm/h, la saturation de cette couche en haut de pente est atteinte durant la première heure de l'essai où l'on observe une augmentation de la teneur en eau volumique de 0,08 à 0,38. Cette teneur en eau volumique a ensuite baissé pour atteindre la valeur de 0,08 à la fin de la période de drainage. Dans la partie située en bas de la pente de la couche de sable, la teneur en eau volumique est passé de 0,23 à 0,38 dans les premières heures de l'essai pour ensuite baisser jusqu'à 0,26 après une semaine de drainage.

L'augmentation de l'inclinaison a engendré une augmentation de la teneur en eau volumique dans la couche des stériles, surtout en bas de la pente, à une valeur de 0,13 dans les deux cas de taux de précipitation appliqués. Durant le drainage, on a observé une réduction des teneurs en eau volumique qui se sont stabilisées aux alentours de 0,03, soit une baisse de 0,10 en bas de la pente. Ces variations de teneur en eau volumique durant l'essai sont résumées dans le Tableau 4- 5. Des mesures des volumes d'eau de percolation ont été mesurés et présentés sous forme de taux de percolation en fonction de la distance (voir Figure 4- 7).

Tableau 4- 5 : Variation des teneurs en eau volumiques en mouillage et en drainage dans le cas de recouvrement de 25 cm de sable et une inclinaison de 20°

Couche	Taux de précipitation	Mouillage		Drainage	
		Haut de pente	Bas de pente	Haut de pente	Bas de pente
Sable	77 mm/h	0,12 → 0,16	0,30 → 0,38	0,16 → 0,07	0,38 → 0,26
	154 mm/h	0,08 → 0,36	0,23 → 0,38	0,36 → 0,08	0,38 → 0,26
Stériles	77 mm/h	0,02 → 0,06	0,01 → 0,13	0,06 → 0,04	0,13 → 0,03
	154 mm/h	0,03 → 0,07	0,03 → 0,13	0,07 → 0,03	0,13 → 0,02

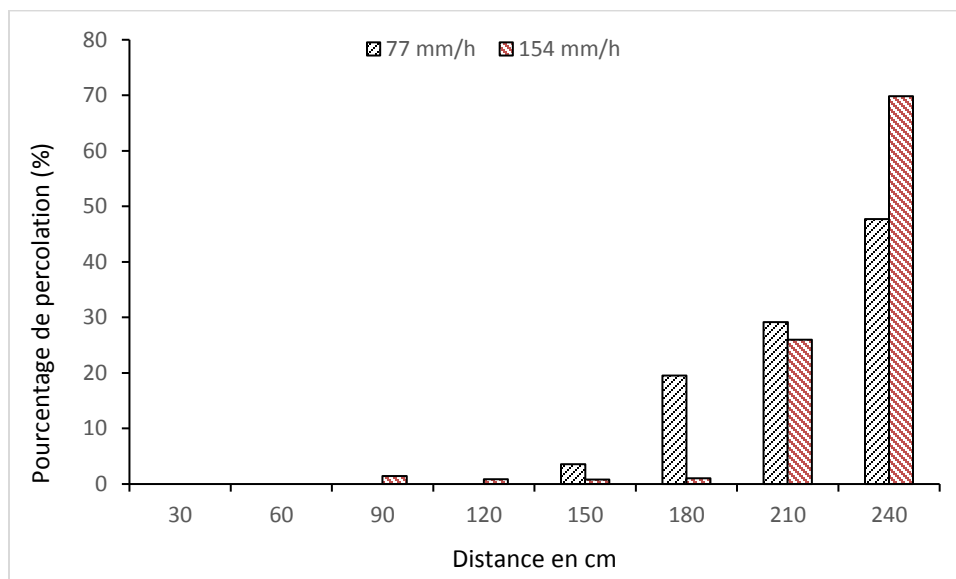


Figure 4- 7 : Variation des pourcentages de percolation en fonction de la distance dans le cas de recouvrement de 25 cm de sable et une inclinaison de 20°

D'après les mesures des pourcentages de percolation présentés au Tableau 4- 5, on remarque qu'aucune percolation significative n'a été enregistrée sur une distance de 150 cm. Les premières grandes infiltrations ont été mesurées au niveau de trou situé à 180 cm, ce qui signifie une plus grande capacité de déviation par rapport au cas de 3° et 10° d'inclinaison.

#### 4.2. 50 cm d'épaisseur de la CCE

Une couche de 25 cm de sable a été placée au-dessus de la couche de sable déjà utilisée dans les cas précédents et dont l'épaisseur initiale était de 25 cm; ainsi l'épaisseur totale de la CCE dans le cas de ces simulations est maintenant de 50 cm. Les mêmes conditions concernant les différentes pentes utilisées et les différents taux de précipitations ont été appliqués comme dans le cas du recouvrement de 25 cm d'épaisseur.

##### *Cas 1 : 50 cm de sable et 0° d'inclinaison*

Dans ce cas le modèle est horizontal avec une couche de sable de 50 cm d'épaisseur. Les résultats de l'évolution des teneurs en eau volumiques en fonction du temps et de l'élévation sont présentés à la figure 4-8.

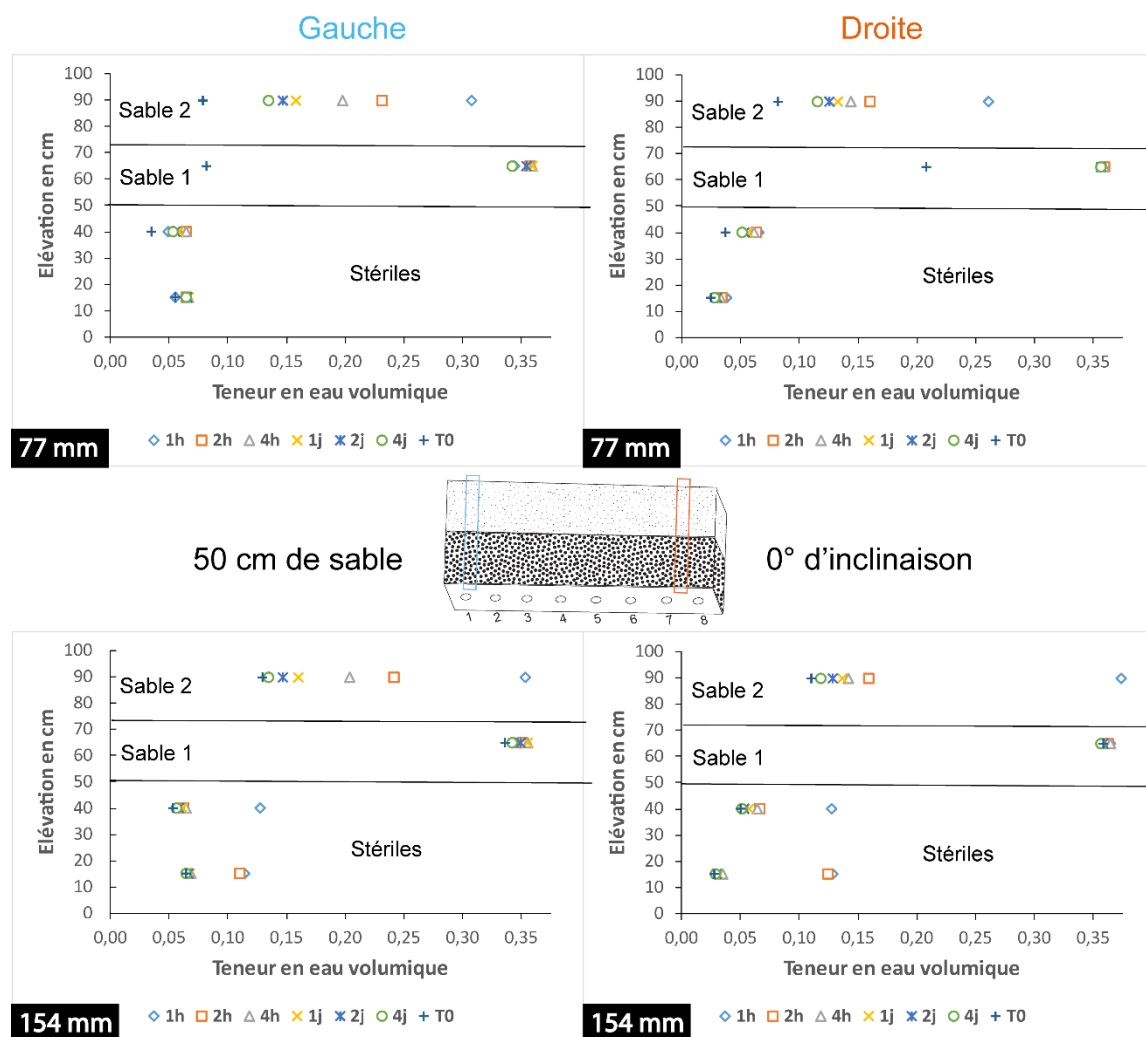


Figure 4- 8 : Profils des teneurs en eau volumiques dans le cas de recouvrement de 50 cm de sable et une inclinaison de 0°

On remarque que dès la première heure de l'application de taux de précipitation de 77 mm/h, la teneur en eau volumique a augmenté d'une façon significative, cette dernière est passée de 0,07 à 0,30 dans la partie supérieure de la CCE (sable 2) et de 0,08 jusqu'à 0,35 au niveau de la partie basse de couche de sable (sable 1). Au niveau des stériles miniers on observe que les variations des teneurs en eau volumiques sont faibles (de 0,03 à 0,07).

L'application d'un taux de recharge plus important (154 mm/h) a augmenté de façon considérable les teneurs en eau volumiques surtout pour la couche de sable au sommet (sable 2); ces teneurs en eau volumiques sont passées de 0,12 à 0,36 dans la première heure de l'essai. Le même constat est observé au niveau de la couche des stériles où les teneurs en eau volumiques ont augmenté de 0,04 à 0,13 durant la première heure. Ensuite, durant la période du drainage, elles ont baissé pour

atteindre la valeur de 0,03 après 4 jours de drainage (aucune variation notable des teneurs en eau volumique n'a été observée après cette période de drainage). Dans les deux cas de taux de précipitations, la première couche de sable est restée saturée avec une teneur en eau volumique de 0,34 et seule la partie supérieure (sable 2) s'est désaturée avec des teneurs en eau volumiques qui se sont stabilisées aux alentours de 0,12 après 4 jours. Le résumé des variations de la teneur en eau volumique en mouillage et en drainage est présenté dans le Tableau 4- 6.

Tableau 4- 6 : Variation des teneurs en eau volumique en mouillage et en drainage dans le cas de recouvrement de 50 cm de sable et une inclinaison de 0°

Couche	Taux de précipitation	Mouillage	Drainage
Sable 2	77 mm/h	0,07 → 0,30	0,30 → 0,12
	154 mm/h	0,12 → 0,36	0,36 → 0,13
Sable 1	77 mm/h	0,08 → 0,35	0,36 → 0,34
	154 mm/h	0,33 → 0,35	0,35 → 0,34
Stériles	77 mm/h	0,03 → 0,07	0,07 → 0,04
	154 mm/h	0,04 → 0,13	0,13 → 0,03

#### *Cas 2 : 50 cm de sable et 3° d'inclinaison*

Les essais ont été réalisés avec une pente de 3° et les résultats de ces essais sont présentés à la figure 4-9 pour les deux taux de précipitations testés.

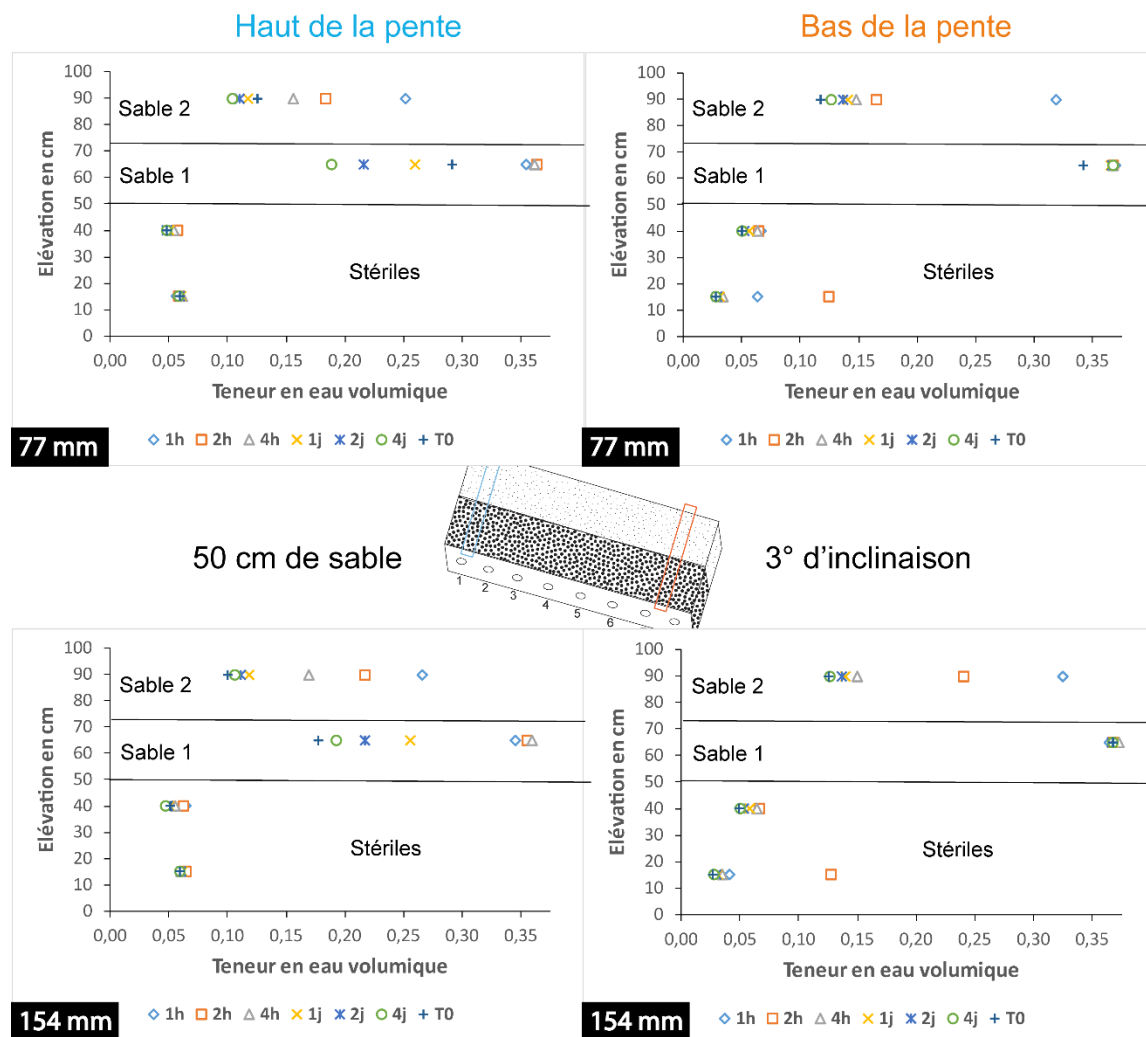


Figure 4- 9 : Profils des teneurs en eau volumiques dans le cas de recouvrement de 50 cm de sable et une inclinaison de 3°

L'inclinaison du modèle dont la pente est évaluée à 3° a un effet significatif sur la variation des teneurs des teneurs en eau volumiques dans la CCE surtout dans la partie haute de la pente. Dans ce cas d'inclinaison de 3°, on remarque que cette couche se désature dans sa partie supérieure (sable 2) et au niveau de l'interface (Sable 1) plus particulièrement au niveau de la partie située en haut de la pente qui baisse de 0,38 jusqu'à des valeurs de teneurs en eau de 0,18 après 4 jours de drainage. Ce comportement est différent par rapport au cas horizontal où seule la partie supérieure de la CCE (sable 2) est désaturée tandis que la couche de sable du bas est complètement saturée.

Dans la partie en bas de la pente, seule la partie supérieure (sable 2) se draine alors que les teneurs en eau volumiques passent de 0,32 à 0,12 tandis que dans la couche en bas (sable 1) se maintient une teneur en eau volumique de 0,38. L'application d'un important taux de précipitation se traduit

par une augmentation de la teneur en eau volumique dans la couche de stérile dans les premières heures de l'essai de 0,03 jusqu'à une valeur de 0,13, avant de retrouver son état d'équilibre qui est de 0,03 après 4h de drainage. Un résumé de ces variations de la teneur en eau en mouillage et drainage est présenté dans le Tableau 4- 7. Les volumes d'eau recueillis dans les trous en bas de modèle ont permis de calculer des taux de percolation en fonction de la distance, comme il est montré dans la Figure 4- 10.

Tableau 4- 7 : Variation des teneurs en eau volumiques en mouillage et en drainage dans le cas de recouvrement de 50 cm de sable et une inclinaison de 3°

Couche	Taux de recharge	Mouillage		Drainage	
		Haut de pente	Bas de pente	Haut de pente	Bas de pente
Sable 2	77 mm/h	0,12 → 0,25	0,12 → 0,30	0,25 → 0,10	0,30 → 0,13
	154 mm/h	0,08 → 0,26	0,12 → 0,32	0,26 → 0,09	0,32 → 0,12
Sable 1	77 mm/h	0,28 → 0,38	0,33 → 0,38	0,38 → 0,18	0,38 → 0,36
	154 mm/h	0,17 → 0,38	0,35 → 0,38	0,38 → 0,18	0,38 → 0,36
Stériles	77 mm/h	0,04 → 0,06	0,03 → 0,13	0,06 → 0,04	0,13 → 0,03
	154 mm/h	0,04 → 0,07	0,03 → 0,13	0,07 → 0,04	0,13 → 0,03

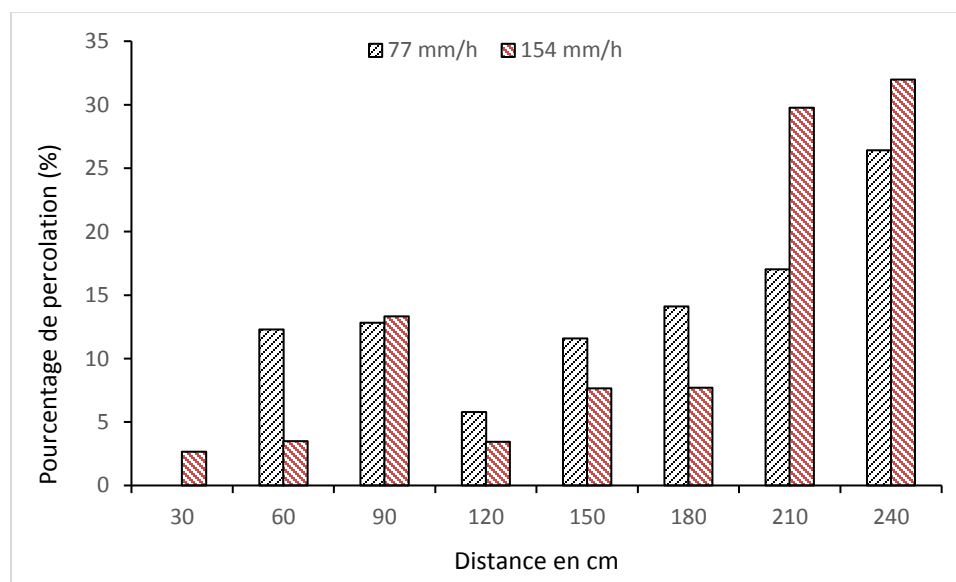


Figure 4- 10 : Variation des pourcentages de percolation en fonction de la distance dans le cas de recouvrement de 50 cm de sable et une inclinaison de 3°

Les premières importantes infiltrations ont été rencontrées en haut de la pente au niveau des trous qui se situent à une distance entre 60 cm et 90 cm. Par contre, les plus grandes quantités d'infiltration ont été enregistrées en bas de la pente en raison des quantités d'eau déviée sous l'effet de l'inclinaison.

### Cas 3 : 50 cm de sable et 10° d'inclinaison

Dans ce cas, la pente utilisée pour ces essais est de 10°. Les résultats des teneurs en eau volumiques à l'intérieur de la boîte pour ces nouveaux essais sont présentés à la Figure 4- 11.

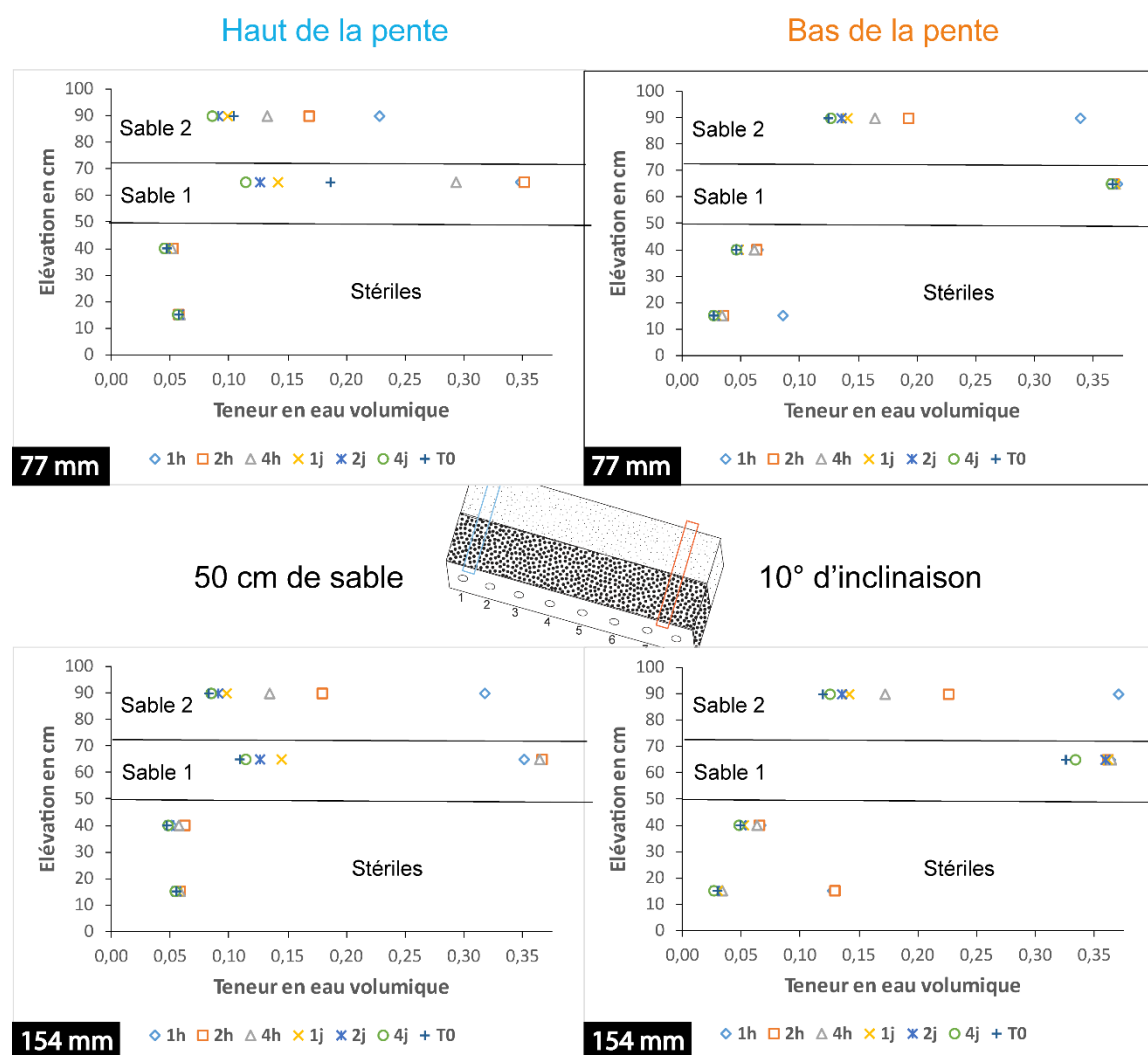


Figure 4- 11 : Profils des teneurs en eau volumiques dans le cas de recouvrement de 50 cm de sable et une inclinaison de 10°

L'augmentation de la pente jusqu'à 10° d'inclinaison a plusieurs effets sur les teneurs en eau volumiques mesurées dans les différentes parties du modèle. En effet, dans le cas du taux de

précipitation de 77 mm/h, la teneur eau volumique au début de l'essai, dans la partie supérieure de la couche de sable (sable 2), a augmenté de 0,12 à 0,33 en bas de la pente tandis qu'en haut de la pente elle a augmenté de 0,10 jusqu'à 0,23. Au niveau de la première couche de sable, la teneur en eau s'est maintenue à 0,38 en bas de la pente tout le long de l'essai. Par contre, en haut de la pente, la teneur en eau volumique est passée de 0,18 à 0,35 avant de chuter jusqu'à une teneur en eau de 0,11 après 4 jours de drainage, soit une réduction de 0,14. L'application d'un taux de précipitation de 154 mm/h a engendré une augmentation plus importante de la teneur en eau volumique dans les différentes parties du modèle. Cette augmentation a été observée durant la première heure de l'essai. Au niveau de la partie supérieure de la couche de sable (sable 2), la teneur en eau volumique a atteint son maximum en bas de la pente où elle est passée de 0,11 à 0,38 et de 0,07 à 0,32 en haut de la pente. Dans la première couche de sable (Sable 1), le matériau est complètement saturé dans les deux parties, en haut et bas de la pente, et les teneurs en eau volumiques sont passées de 0,10 à 0,36 en haut de la pente et de 0,31 à 0,38 en bas de la pente. Dans la couche de stérile, l'augmentation de la teneur en eau est enregistrée seulement dans le bas de la pente avec une augmentation plus importante dans le cas de taux de précipitation de 154 mm/h où la teneur en eau volumique a augmenté de 0,03 à 0,14. Un résumé de ces variations est présenté dans le Tableau 4-8. Les résultats des mesures de taux de percolation en fonction de la distance sont quant à eux présentés dans la Figure 4-12.

Tableau 4-8 : Variation des teneurs en eau volumiques en mouillage et en drainage dans le cas de recouvrement de 50 cm de sable et une inclinaison de 10°

Couche	Taux de précipitation	Mouillage		Drainage	
		Haut de pente	Bas de pente	Haut de pente	Bas de pente
Sable 2	77 mm/h	0,10 → 0,23	0,12 → 0,33	0,23 → 0,07	0,33 → 0,13
	154 mm/h	0,07 → 0,32	0,11 → 0,36	0,32 → 0,08	0,36 → 0,12
Sable 1	77 mm/h	0,18 → 0,35	0,38 → 0,38	0,35 → 0,10	0,38 → 0,38
	154 mm/h	0,10 → 0,36	0,31 → 0,38	0,36 → 0,11	0,38 → 0,32
Stériles	77 mm/h	0,04 → 0,06	0,03 → 0,13	0,06 → 0,04	0,13 → 0,03
	154 mm/h	0,04 → 0,06	0,03 → 0,14	0,06 → 0,04	0,14 → 0,03



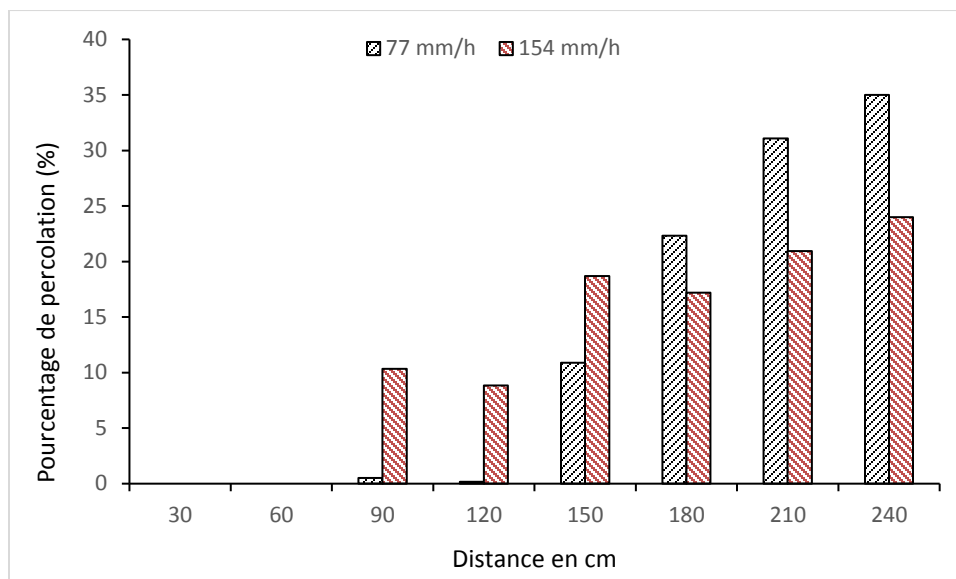


Figure 4- 12 : Variation des pourcentages de percolation en fonction de la distance dans le cas de recouvrement de 50 cm de sable et une inclinaison de  $10^\circ$

Aucune percolation n'a pas été observée dans les premiers 60 cm en haut de la pente. Les premières grandes quantités de percolation ont été recueillies au niveau du trou situé à une distance de 150 cm dans le cas de taux de précipitations de 77 mm/h et à une distance de 90 cm pour le cas du taux de précipitation de 154 mm/h. Le reste des eaux de percolation a été recueilli en bas de la pente sous l'effet de l'inclinaison.

#### *Cas 4 : 50 cm de sable et $20^\circ$ d'inclinaison*

Les résultats des essais réalisés avec une pente de  $20^\circ$  sont présentés à la Figure 4- 13.

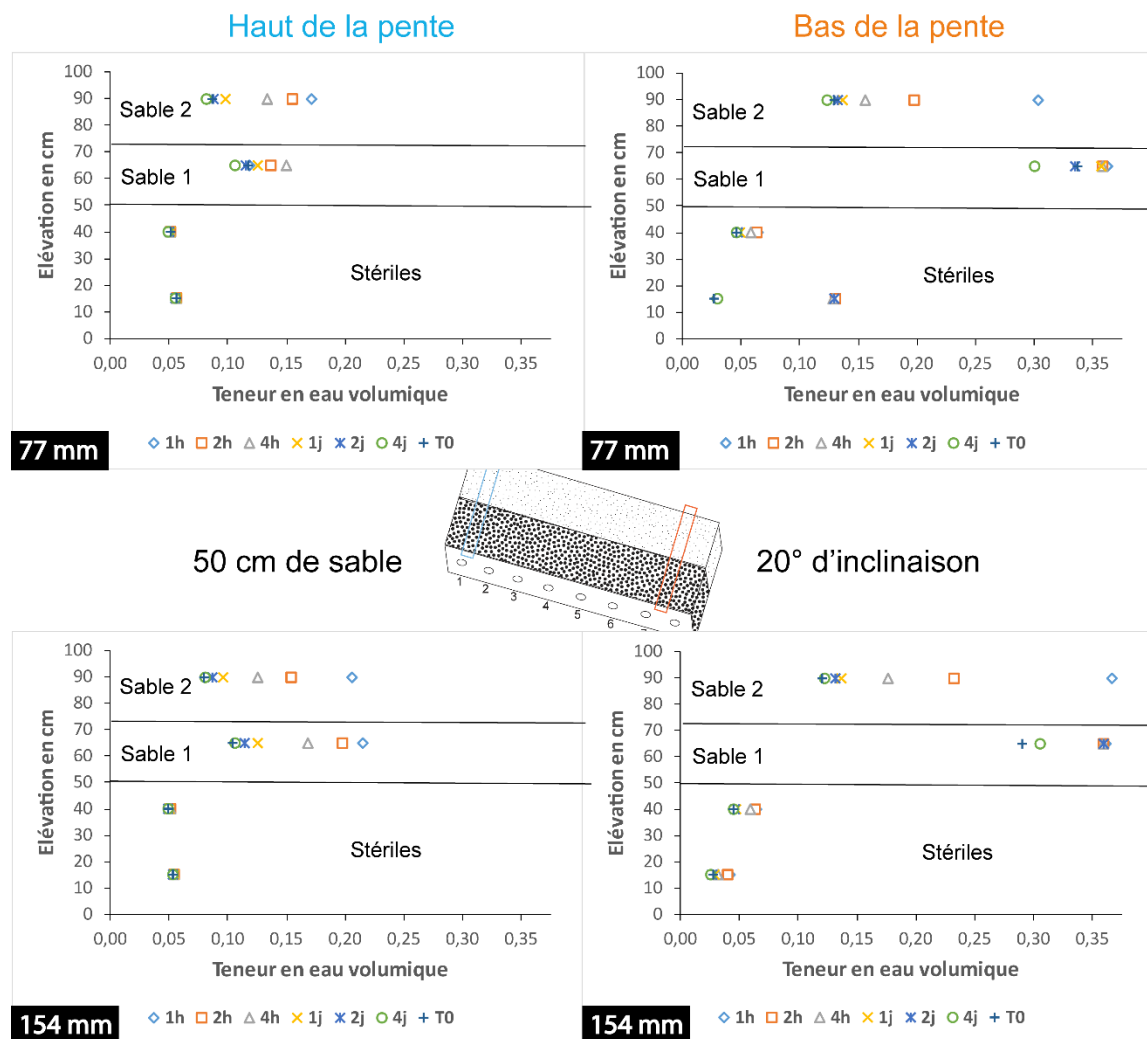


Figure 4- 13 : Profils des teneurs en eau volumiques dans le cas de recouvrement de 50 cm de sable et une inclinaison de 20°

Dans le cas de l'application de taux de précipitation de 77 mm/h et au niveau de la partie supérieure de la CCE (sable 2), la teneur en eau a augmenté de 0,08 à 0,17 en haut de la pente et de 0,13 jusqu'à 0,30 en bas de la pente dans la première heure de l'essai, avant de diminuer à 0,12 après seulement 4 jours de drainage, soit une réduction de 0,18. Par contre, au niveau de la première couche (sable 1), la teneur en eau volumique est passée de 0,12 à 0,14 en haut de la pente et de 0,33 à 0,38 en bas de la pente. La couche de sable a été maintenue à un degré de saturation élevé tout le long de l'essai, surtout au niveau de la partie en bas de la pente, avec une teneur en eau qui est passée de 0,38 à 0,30 après 4 jours de drainage. Dans le cas de l'application d'un taux de précipitations de 154 mm/h, les deux couches de sable ont atteint leur pleine saturation dans la première heure de l'essai dans leur partie située en bas de la pente avec une teneur en eau volumique

de 0,36 pour diminuer ensuite respectivement à 0,11 et 0,32 dans la partie supérieure (sable 2) et dans la première couche (sable 1), après 4 jours de drainage. Au niveau de la couche des stériles, les variations de la teneur en eau volumique sont peu significatives sauf en bas de la pente où la teneur a augmenté de 0,03 à 0,13 durant le mouillage avant de retrouver son état d'équilibre après 4 jours de drainage et se stabiliser au tour de 0,03.

L'effet de l'augmentation de la pente est beaucoup plus remarquable dans ce cas que dans les cas précédents. Cet effet est directement observé surtout dans la partie située en haut de la pente. Dans le cas de taux de précipitation de 77 mm/h et dans la première heure de l'essai, la teneur en eau volumique n'a pas dépassé 0,17 et 0,14 respectivement dans la partie supérieure de la CCE (sable 2) et dans la première couche de sable (qui était saturée ou proche de la saturation dans les cas précédents de 10° d'inclinaison). À la fin de l'essai, les teneurs en eau volumiques en haut de la pente ont baissé pour atteindre des valeurs inférieures à 0,10. Dans le cas de taux de précipitation de 154 mm/h, le même comportement a été observé en haut de la pente avec une légère augmentation de la teneur en eau jusqu'à 0,20-0,22 dans la couche supérieure (sable 2) et dans la première couche (sable 1), avant de baisser jusqu'à 0,07. Dans la partie située en bas de la pente, les teneurs en eau volumiques sont beaucoup plus élevées que dans le haut de la pente avec des valeurs qui sont passées de 0,38 à 0,32. Un résumé des variations de teneur en eau volumique est présenté dans le Tableau 4- 9. Quant aux volumes d'eau collectés en bas du modèle, on retrouve les taux de percolation en fonction de la distance à la Figure 4- 14.

Tableau 4- 9 : Variation des teneurs en eau volumiques en mouillage et en drainage dans le cas de recouvrement de 50 cm de sable et une inclinaison de 20°

Couche	Taux de précipitation	Mouillage		Drainage	
		Haut de pente	Bas de pente	Haut de pente	Bas de pente
Sable 2	77 mm/h	0,08 → 0,17	0,13 → 0,30	0,17 → 0,07	0,30 → 0,12
	154 mm/h	0,07 → 0,20	0,12 → 0,38	0,20 → 0,07	0,38 → 0,11
Sable 1	77 mm/h	0,12 → 0,14	0,33 → 0,368	0,14 → 0,10	0,38 → 0,30
	154 mm/h	0,10 → 0,22	0,27 → 0,38	0,22 → 0,11	0,38 → 0,32
Stériles	77 mm/h	0,05 → 0,06	0,03 → 0,13	0,06 → 0,04	0,13 → 0,04
	154 mm/h	0,04 → 0,06	0,03 → 0,07	0,06 → 0,04	0,07 → 0,03

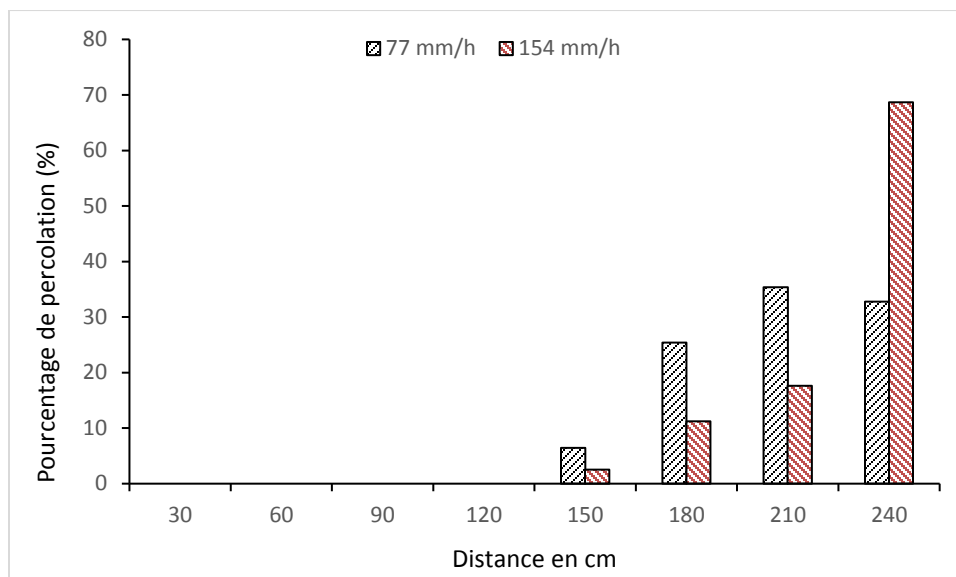


Figure 4- 14 : Variation des pourcentages de percolation en fonction de la distance dans le cas de recouvrement de 50 cm de sable et une inclinaison de 20°

Le pourcentage de percolation est quasiment nul pour une distance de 120 cm et qui très faible au niveau de trous situé à 150 cm. Les premières quantités d'eau d'infiltration significatives ont été collectées à une distance de 180 cm. La percolation dans le cas des autres inclinaisons est située plus bas dans la pente (une distance entre 60 cm et 90 cm pour le cas de 3° d'inclinaison et entre 90 cm et 150 cm pour le cas de 10°).

### 4.3. 75 cm d'épaisseur de la CCE

Dans les cas précédents on a testé deux épaisseurs de 25 cm et de 50 cm sous les différentes conditions de pente et de taux de précipitations différents. Dans les cas qui suivent, une autre couche de sable de 25 cm d'épaisseur a été rajoutée afin d'atteindre l'épaisseur totale de la CCE de 75 cm. Les mêmes conditions d'inclinaison et de taux de recharge ont été appliquées pour ce cas. Les résultats de la modélisation physique en fonction de différentes pentes et des différents taux de précipitations sont présentés dans les sections qui suivent.

#### *Cas 1 : 75 cm de sable et 0° d'inclinaison*

Pour cette nouvelle épaisseur, le modèle est testé dans un cas horizontal pour statuer sur la variation de la teneur en eau volumique dans les différentes parties de la CCE. Les résultats des mesures des teneurs en eau volumiques sont présentés à la Figure 4- 15.

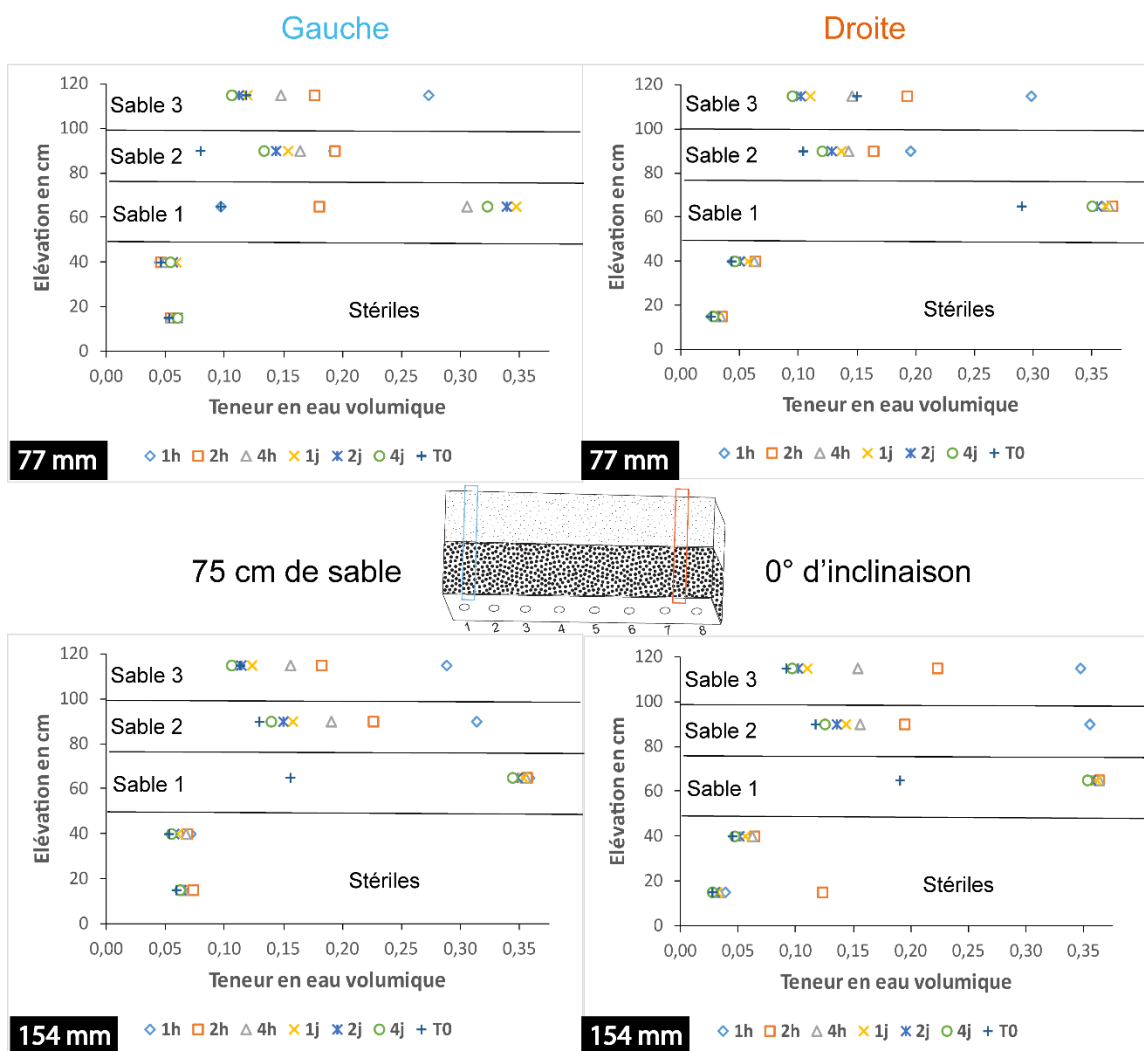


Figure 4- 15 : Profils des teneurs en eau volumiques dans le cas de recouvrement de 75 cm de sable et une inclinaison de 0°

Puisque le modèle était incliné à 20° dans le cas précédent, avant de le remettre à l'horizontale et de rajouter la nouvelle couche de sable, la partie qui était en bas de la pente (côté droit du modèle) avait gardé des teneurs en eau initiales beaucoup plus élevées que celles dans la partie qui était en haut de la pente (côté gauche). Ainsi les teneurs en eau volumiques à  $t_0$  (avant le début des précipitations) correspondaient à 0,10 et 0,30 respectivement à gauche et à droite du modèle. Après l'application du premier taux de précipitations, la teneur en eau volumique a augmenté de 0,12 jusqu'à 0,30 dans la partie supérieure de la couche de sable (sable 3), de 0,08 à 0,19 au milieu de la couche de sable (sable 2) mais elle a atteint la saturation au niveau de la première couche de sable (une augmentation de 0,10 à 0,35) durant la première heure de l'essai dans son côté droit et

après un jour dans son côté gauche (sable 1), cela est dû aux conditions initiales avant la recharge où la partie droite avait des teneurs en eau volumiques plus importantes que la partie gauche (modèle incliné avant de passer à l'état horizontal). Dans le cas d'application de taux de précipitation de 154 mm/h, une plus grande augmentation des teneurs en eau volumique a été enregistrée dans tous les niveaux de la couche de sable avec des valeurs qui sont passées de 0,10 à 0,33 au sommet de la couche (sable 3), de 0,12 à 0,34 au milieu (sable 2) alors qu'une saturation totale a été enregistrée pour la première couche de sable (sable 1), avec une teneur en eau volumique qui a augmenté de 0,15 à 0,35.

Après 4 jours de drainage dans le cas de taux de précipitation de 77 mm/h, la partie supérieure (sable 3) ainsi que le milieu de la couche (sable 2) se sont drainées alors que les teneurs en eau volumiques sont passées 0,30 à 0,10 et de 0,19 à 0,13 respectivement en haut et au milieu de la couche. Par contre, au niveau de la couche du bas de la CCE (sable 1), celle-ci s'est maintenue à un degré de saturation élevé avec une teneur en eau qui est passée de 0,35 à 0,33. Dans le cas de l'application de taux de précipitation de 154 mm/h (après 4 jours de drainage), les teneurs en eau sont passées de 0,33 à 0,08 au sommet de la couche de sable (sable 3), de 0,34 à 0,13 au milieu de la couche de sable (sable 2) et de 0,35 à 0,34 au bas de la couche (sable 1).

Au niveau de la couche de stériles, la plus grande variation a été enregistrée lors de l'application du taux de précipitation de 154 mm/h où la teneur en eau volumique a augmenté de 0,04 à 0,13, pour ensuite se stabiliser à une valeur de 0,04 après 4 jours de drainage. Un résumé des variations de la teneur en eau volumique en mouillage et en drainage est présenté dans le Tableau 4- 10.

Tableau 4- 10 : Variation des teneurs en eau volumiques en mouillage et en drainage dans le cas de recouvrement de 75 cm de sable et une inclinaison de 0°

Couche	Taux de précipitation	Mouillage	Drainage
<b>Sable 3</b>	77 mm/h	0,12 → 0,30	0,30 → 0,10
	154 mm/h	0,10 → 0,33	0,33 → 0,08
<b>Sable 2</b>	77 mm/h	0,08 → 0,19	0,19 → 0,13
	154 mm/h	0,12 → 0,34	0,34 → 0,13
<b>Sable 1</b>	77 mm/h	0,10 → 0,35	0,35 → 0,33
	154 mm/h	0,15 → 0,35	0,35 → 0,34
<b>Stériles</b>	77 mm/h	0,04 → 0,06	0,06 → 0,04
	154 mm/h	0,04 → 0,13	0,13 → 0,04

*Cas 2 : 75 cm de sable et 3° d'inclinaison*

Pour le cas où le modèle a une pente de 3°, les résultats des mesures sont présentés à la Figure 4-16.

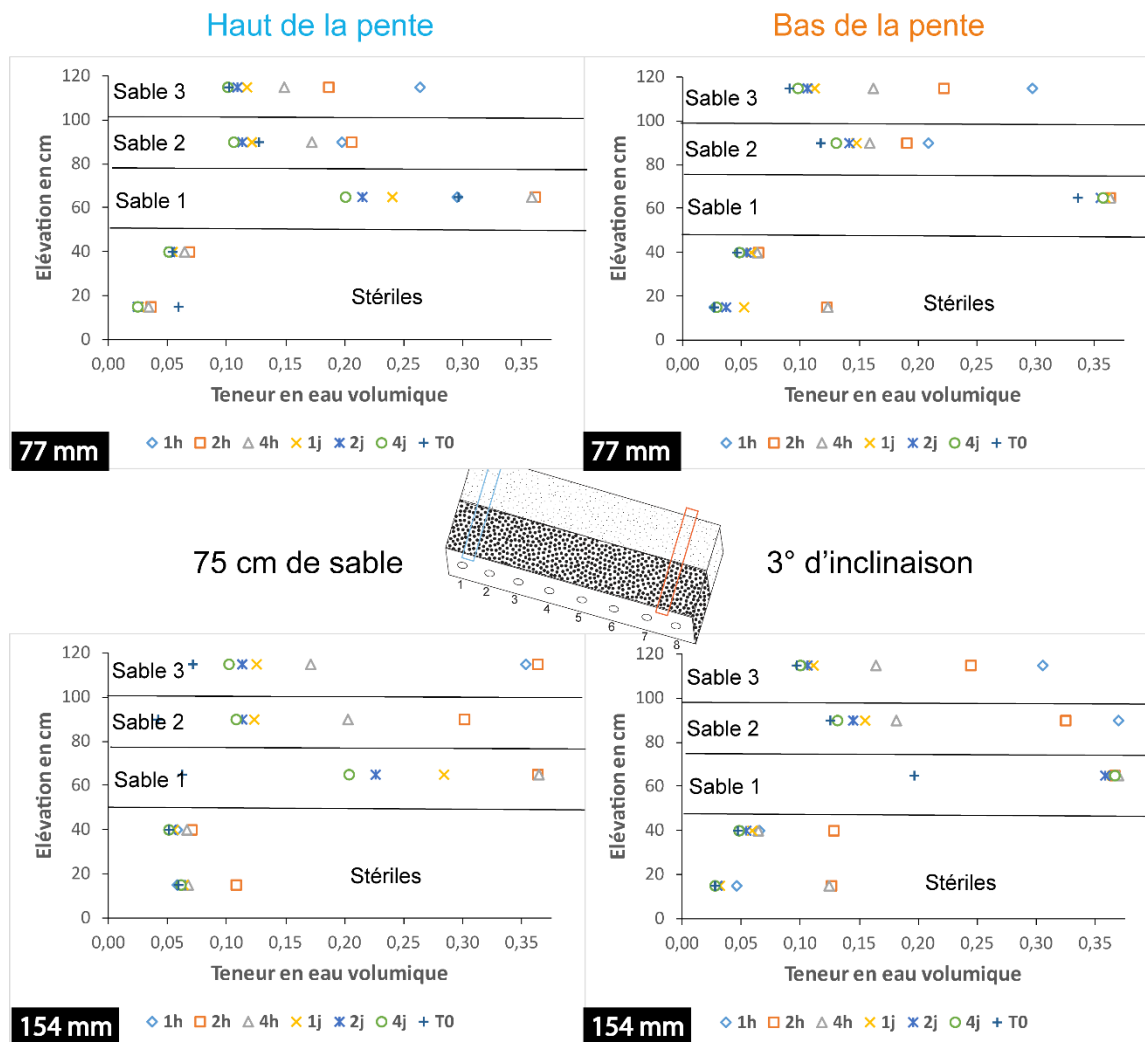


Figure 4- 16 : Profils des teneurs en eau volumiques dans le cas de recouvrement de 75 cm de sable et une inclinaison de 3°

Cette dernière montre qu'après l'application de taux de recharge de 77 mm/h, les teneurs en eau volumiques ont augmenté dans toutes les parties de la CCE. Dans la partie en haut de la pente, la teneur en eau volumique a augmenté, dans les premières heures de l'essai, de 0,10 à 0,26 dans la partie supérieure de la couche (sable 3), de 0,11 à 0,20 à son milieu (sable 2) et de 0,28 à 0,38 (saturation complète) au bas (Sable 1). À la fin de l'essai et après 4 jours de drainage libre, en haut de la pente, ces teneurs en eau volumiques ont baissé de façon significative de 0,26 jusqu'à 0,09

au sommet de la couche (sable 3), de 0,20 à 0,10 à son milieu (sable 2) et de 0,38 à 0,20 au niveau de l'interface (sable 1). Dans la partie en bas de la pente, une augmentation plus importante a été observée au niveau de la partie supérieure de la couche de sable (sable 3) où la teneur en eau a augmenté de 0,08 à 0,29, de 0,11 à 0,21 à son milieu (sable 2) et de 0,33 à 0,38 à sa base (sable 1). Après 4 jours de drainage les teneurs en eau volumiques en bas de la pente sont passées de 0,30 à 0,10 au sommet de la couche (sable 3) et de 0,21 à 0,12 à son milieu (sable 2). Par contre au niveau de la couche de sable du bas (sable 1), la CCE s'est maintenue à une teneur en eau volumique de 0,35 (0,01 de variation), ce qui n'est pas le cas en haut de la pente où la teneur en eau a baissé de 0,38 jusqu'à 0,19, soit une réduction de 0,17.

En appliquant un taux de précipitation de 154 mm/h, les teneurs en eau volumiques en haut de la pente ont augmenté de façon importante. Ainsi, dans la première heure de l'essai, les teneurs en eau volumiques sont passées de 0,06 à 0,36 dans la partie supérieure de la couche (sable 3), de 0,04 à 0,30 à son milieu (sable 2) et de 0,06 à 0,38 au bas (sable 1). Après 4 jours de drainage, les teneurs en eau volumiques ont baissé de 0,26 à 0,09 au sommet de la couche (sable 3), de 0,20 à 0,10 à son milieu (sable 2) et de 0,38 à 0,20 au niveau de la couche du bas (sable 1). Dans la partie en bas de la pente, l'augmentation des teneurs en eau volumiques est beaucoup plus prononcée. Ainsi, la teneur en eau volumique a augmenté de 0,08 à 0,30 au sommet de la couche (sable 3), de 0,13 à 0,36 au milieu (sable 2) et de 0,20 à 0,38 au bas (sable 1) et ce, dans la première heure de l'essai (durée du mouillage). À la fin de l'essai, après la période de drainage, les teneurs en eau volumiques ont baissé de 0,30 à 0,10 au sommet (sable 3) et de 0,38 à 0,13 au milieu de la couche (sable 2), tandis que le bas de la CCE (sable 1) est resté saturé avec une teneur en eau volumique qui a baissé de 0,38 jusqu'à 0,35.

Au niveau de la couche des stériles, on a observé une augmentation de la teneur en eau volumique dans le bas de la pente dans le cas de taux de précipitation de 77 mm/h. Ainsi, les teneurs en eau volumiques sont passées de 0,03 à 0,13 (soit une augmentation de 0,10). Dans le cas du taux de précipitation de 154 mm/h, on observe une augmentation en haut et en bas de la pente et les teneurs en eau volumiques sont passées respectivement de 0,05 à 0,11 et de 0,03 à 0,14. Après 4 jours de drainage, ces teneurs en eau volumiques ont baissé pour se stabiliser autour de 0,03, soit une réduction de 0,10. Un résumé de ces variations des teneurs en eau volumiques en mouillage et en drainage est présenté dans le Tableau 4- 11. Les mesures des volumes d'eau collectés en bas de



modèle sont présentées sous forme de taux de percolation en fonction de la distance à la Figure 4-17.

Tableau 4- 11 : Variation des teneurs en eau volumiques en mouillage et en drainage dans le cas de recouvrement de 75 cm de sable et une inclinaison de 3°

Couche	Taux de précipitation	Mouillage		Drainage	
		Haut de pente	Bas de pente	Haut de pente	Bas de pente
Sable 3	77 mm/h	0,10 → 0,26	0,08 → 0,29	0,26 → 0,09	0,29 → 0,10
	154 mm/h	0,06 → 0,35	0,08 → 0,30	0,35 → 0,09	0,30 → 0,10
Sable 2	77 mm/h	0,11 → 0,20	0,11 → 0,21	0,20 → 0,10	0,21 → 0,12
	154 mm/h	0,04 → 0,30	0,13 → 0,38	0,30 → 0,10	0,38 → 0,13
Sable 1	77 mm/h	0,28 → 0,38	0,33 → 0,38	0,38 → 0,20	0,38 → 0,35
	154 mm/h	0,06 → 0,38	0,20 → 0,38	0,38 → 0,19	0,38 → 0,35
Stériles	77 mm/h	0,06 → 0,07	0,03 → 0,13	0,07 → 0,03	0,13 → 0,03
	154 mm/h	0,05 → 0,11	0,03 → 0,14	0,11 → 0,05	0,14 → 0,03

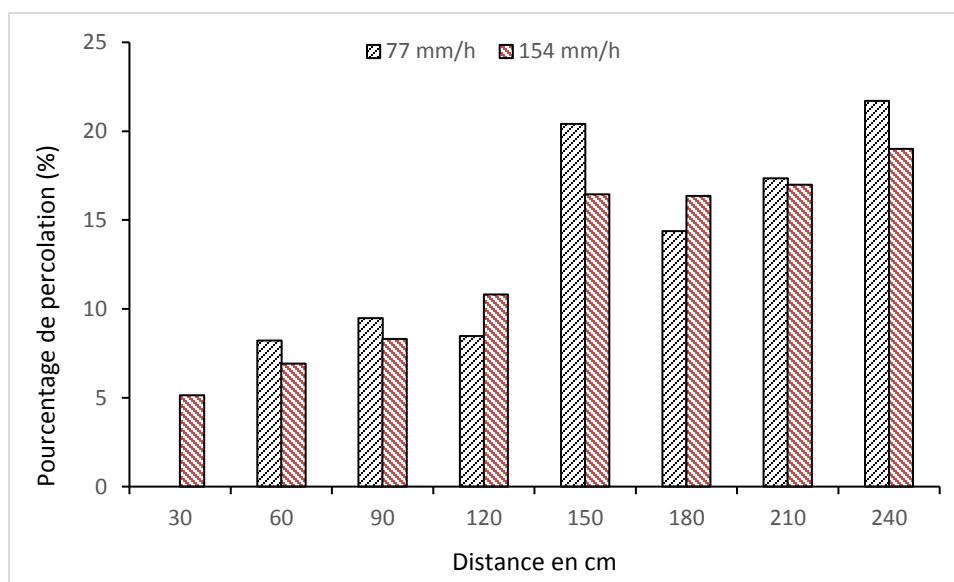


Figure 4- 17 : Variation des pourcentages de percolation en fonction de la distance dans le cas de recouvrement de 75 cm de sable et une inclinaison de 3°

Les plus grands pourcentages de percolation sont observés dans la partie en bas de la pente ce qui signifie une déviation d'eau par l'effet de la pente. Cependant, plus haut dans la pente, des quantités non négligeables de percolations ont été également recueillies et ce, pour les deux taux de recharge

testés mais qui demeurent en dessous de 10%. Cela peut être dû aux phénomènes de fingering dans certaines parties du modèle ou des imperfections qui ont favorisé la percolation de l'eau.

### Cas 3 : 75 cm de sable et 10° d'inclinaison

Les résultats des teneurs en eau volumique pour le cas simulé avec une pente de 10° sont présentés à la Figure 4- 18.

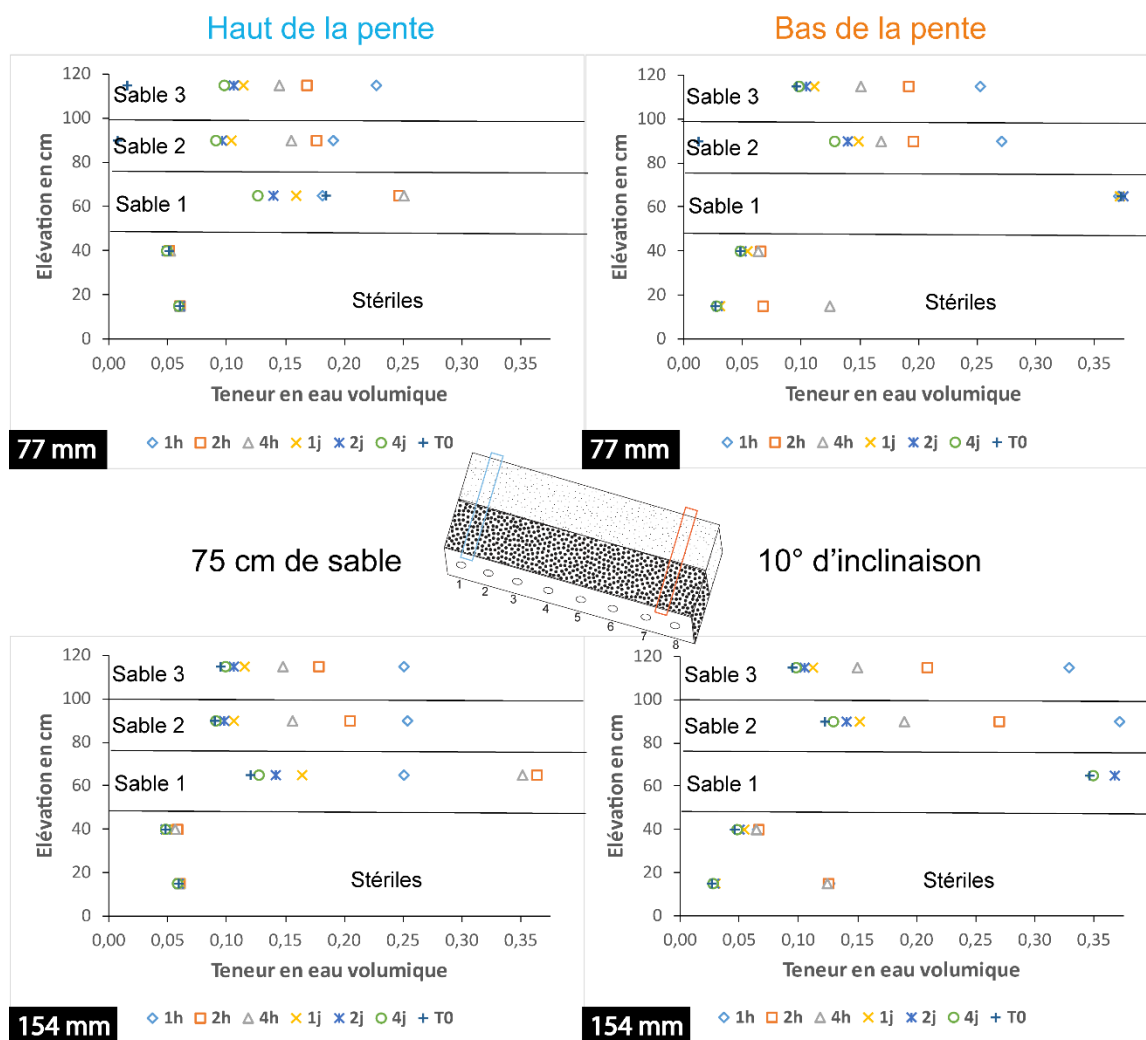


Figure 4- 18 : Profils des teneurs en eau volumiques dans le cas de recouvrement de 75 cm de sable et une inclinaison de 10°

L'effet de l'augmentation de l'inclinaison du modèle jusqu'à 10° sur la variation des teneurs en eau volumiques est plus importante que pour l'inclinaison de 3°. Avant l'application du premier taux de recharge, la couche de sable était désaturée surtout en haut de la pente avec des teneurs en eau volumiques de 0,02 dans le sommet (sable 3) et au milieu de la couche (sable 2) et de 0,18 au

bas de la CCE (sable 1). En bas de la pente, les teneurs en eau initiales étaient de 0,08 au sommet de la CCE (sable 3), 0,02 à son milieu (sable 2) et 0,38 au niveau du bas de la couche (sable 1). En appliquant le taux de précipitation de 77 mm/h, les teneurs en eau volumiques en haut de la pente ont augmenté de 0,02 jusqu'à 0,23 dans la partie supérieure de la CCE (sable 3), de 0,02 à 0,18 à son milieu (sable 2) et de 0,18 à 0,25 au bas niveau de la couche (sable 1). En bas de la pente, les teneurs en eau volumiques sont beaucoup plus importantes, elles ont augmenté de 0,08 à 0,25 au sommet de la couche (sable 3) et de 0,02 à 0,27 à son milieu (sable 2) tandis que la couche de sable du bas (sable 1) a maintenu une saturation complète avec une teneur en eau volumique de 0,38. À la fin de l'essai, après 4 jours de drainage, les teneurs en eau volumiques en haut de la pente ont enregistré des baisses importantes. Ainsi les teneurs en eau volumiques ont chuté de 0,23 à 0,08 au sommet de la couche (sable 3), de 0,18 à 0,08 à son milieu (sable 2) et de 0,25 à 0,12 au bas (sable 1).

Dans le cas de l'application du taux de précipitation de 154 mm/h, dans la partie située en haut de la pente, les teneurs en eau volumiques ont augmenté de 0,08 à 0,25 au sommet de la couche (sable 3), de 0,07 à 0,25 à son milieu (sable 2) et de 0,12 à 0,36 au bas, dans la couche (sable 1). Après 4 jours de drainage, on a observé une baisse de ces teneurs en eau volumiques qui sont passées de 0,25 à 0,09 dans la partie supérieure de la couche de sable (sable 3), de 0,25 à 0,08 à son milieu (sable 2) et de 0,36 à 0,13 au bas (sable 1). Dans la partie située en bas de la pente, dans les premières heures après l'application de taux de recharge de 154 mm/h, l'augmentation des teneurs en eau volumiques a été plus importante. Ainsi les teneurs en eau volumiques ont augmenté de 0,08 à 0,33 au sommet de la CCE (sable 3), de 0,12 à 0,38 à son milieu (sable 2) et de 0,34 à 0,38 au niveau du bas de la couche (sable 1). Comme en haut de la pente à la fin de l'essai, la couche de sable s'est désaturée et les teneurs en eau volumiques ont baissé de 0,33 à 0,10 au sommet de la couche (sable 3), de 0,38 à 0,13 à son milieu (sable 2), alors qu'au bas, la couche a gardé une teneur en eau de 0,38 (sable 1).

Au niveau de la couche de stériles, des augmentations des teneurs en eau volumiques ont été observées au niveau de la partie située en bas de la pente avec une augmentation de 0,03 à 0,13 pour les deux taux de précipitations appliqués avant de retrouver son état d'équilibre et se stabiliser à une teneur en eau de 0,03 après drainage. Un résumé des variations des teneurs en eau volumiques

en mouillage et en drainage est présenté au Tableau 4- 12. La variation de taux de percolation récoltés en bas de modèle est quant à elle présentée en fonction de la distance à la Figure 4- 19.

Tableau 4- 12 : Variation des teneurs en eau volumiques en mouillage et en drainage dans le cas de recouvrement de 75 cm de sable et une inclinaison de 10°

Couche	Taux de précipitation	Mouillage		Drainage	
		Haut de pente	Bas de pente	Haut de pente	Bas de pente
Sable 3	77 mm/h	0,02 → 0,23	0,08 → 0,25	0,23 → 0,08	0,25 → 0,09
	154 mm/h	0,08 → 0,25	0,08 → 0,33	0,25 → 0,09	0,33 → 0,10
Sable 2	77 mm/h	0,01 → 0,18	0,02 → 0,27	0,18 → 0,08	0,27 → 0,13
	154 mm/h	0,07 → 0,25	0,12 → 0,38	0,25 → 0,08	0,38 → 0,13
Sable 1	77 mm/h	0,18 → 0,25	0,38 → 0,38	0,25 → 0,12	0,38 → 0,36
	154 mm/h	0,12 → 0,38	0,34 → 0,38	0,38 → 0,13	0,38 → 0,35
Stériles	77 mm/h	0,05 → 0,06	0,03 → 0,13	0,06 → 0,05	0,13 → 0,03
	154 mm/h	0,05 → 0,06	0,03 → 0,13	0,06 → 0,05	0,13 → 0,03

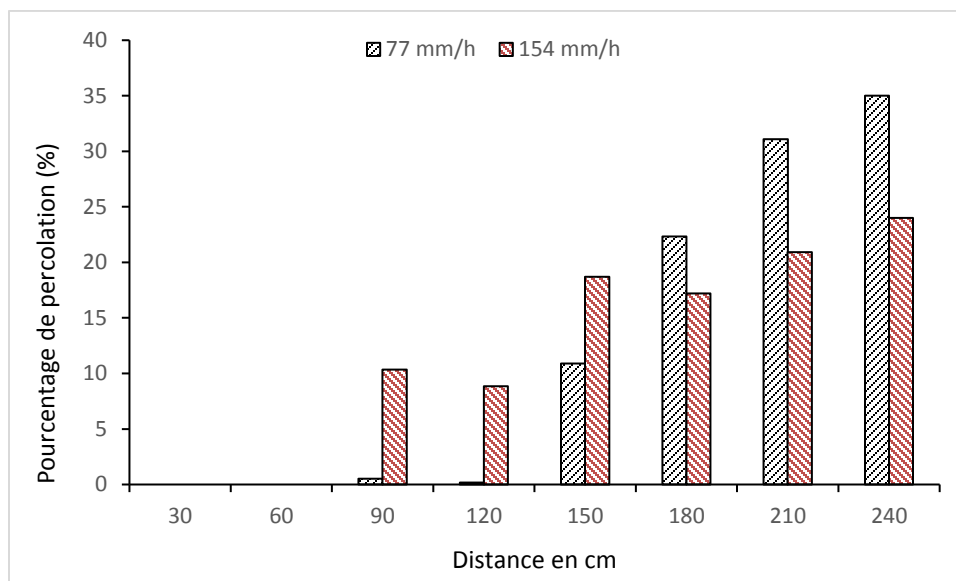


Figure 4- 19 : Variation des pourcentages de percolation en fonction de la distance dans le cas de recouvrement de 75 cm de sable et une inclinaison de 10°

Les plus grandes quantités d'eau ont été déviées par la pente et récoltées en bas de modèle. En haut de la pente, le pourcentage de percolation est quasiment nul jusqu'à une distance de 60 cm. Après cette distance, les premières percolations significatives ont été observées à une distance de 90 cm pour le cas de taux de précipitation de 154 mm/h et à une distance de 150 cm pour le taux de précipitation de 77 mm/h.

#### Cas 4 : 75 cm de sable et 20° d'inclinaison

Dans ce cas d'étude, la pente simulée est de 20° et les résultats des mesures des teneurs en eau volumiques sont présentés à la figure 4- 20.

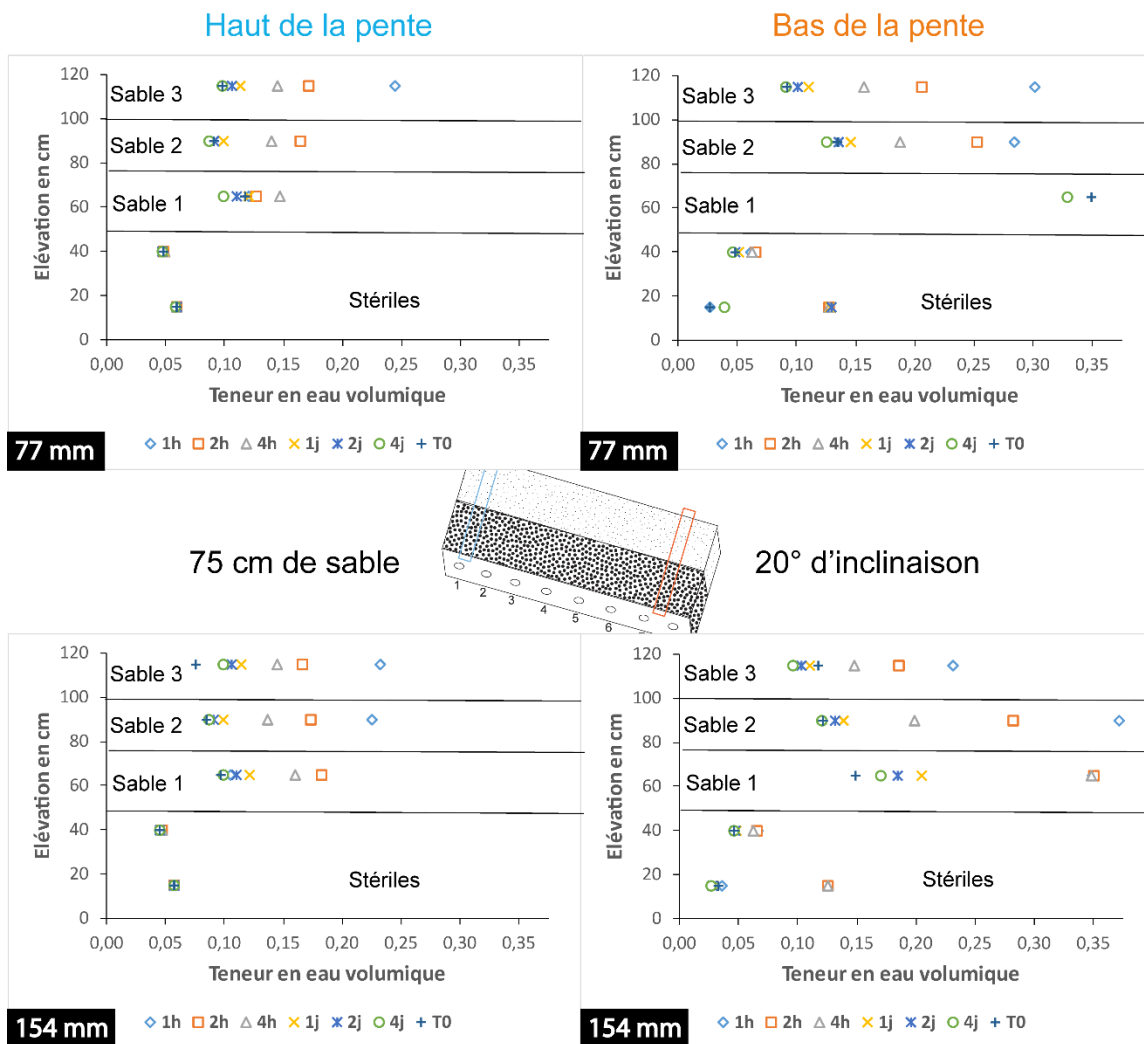


Figure 4- 20 : Profils des teneurs en eau volumiques dans le cas de recouvrement de 75 cm de sable et une inclinaison de 20°

Ainsi, dans la partie située en haut de la pente, dans le cas de l'application du taux de précipitation de 77 mm/h, les teneurs en eau volumiques ont augmenté de 0,11 à 0,14 à la base de la CCE (sable 1), de 0,08 à 0,16 à son milieu (sable 2) et de 0,09 jusqu'à 0,25 dans la couche du haut (sable 3). Dans le cas de l'application de taux de précipitation de 154 mm/h, les teneurs en eau volumiques ont présenté une augmentation de 0,09 à 0,17 à la base de la CCE (sable 1), de 0,07 jusqu'à 0,22 à son milieu (sable 2) et de 0,07 à 0,24 à son sommet (sable 3). À la fin de l'essai et après 4 jours de

drainage libre, le système a retrouvé son état d'équilibre et les teneurs en eau volumique ont baissé dans toutes les parties du modèle jusqu'à des valeurs entre 0,08 et 0,10.

Dans la partie en bas de la pente, les variations des teneurs en eau volumiques sont plus importantes. En appliquant un taux de précipitation de 77mm/h, les teneurs en eau volumiques sont passées de 0,08 à 0,30 au sommet de la CCE (sable 3), de 0,14 à 0,28 à son milieu (sable 2) alors qu'en bas de la couche la teneur en eau volumique est demeurée près de la valeur à saturation à 0,38 (sable 1). Dans le cas de l'application de taux de précipitation de 154 mm/h, les teneurs en eau volumiques ont augmenté de 0,12 à 0,23 au sommet de la CCE (sable 3), de 0,12 à 0,36 à son milieu (sable 2) et de 0,14 à 0,35 au bas de la CCE (sable 1). À la fin de l'essai et après 4 jours de drainage, la couche de sable s'est désaturée et les teneurs en eau volumiques ont baissé de 0,23 à 0,09 au niveau de son sommet (sable 3), de 0,36 à 0,12 à son milieu (sable 2) alors que les teneurs en eau volumiques ont été réduites de 0,38 jusqu'à 0,17 au bas de la CCE (sable 1). Cette importante réduction en bas de la pente au niveau de la première couche de la CCE est exceptionnelle et représente un comportement différent de tous les cas précédents puisque dans les autres et plus particulièrement dans le cas de taux de précipitation de 77 mm/h (75 cm de CCE et 20° d'inclinaison) où la couche de sable s'est maintenue à un degré de saturation important en bas de la pente, avec une teneur en eau de 0,33. Ce phénomène de désaturation est probablement lié au développement de chemins d'écoulement préférentiel à cause de la grande pression d'eau appliquée en bas de la pente; avec la grande épaisseur de la CCE, une grande quantité d'eau est stockée dans le modèle et en appliquant un grand taux de précipitations combiné à une inclinaison de 20°, toute l'eau est déviée en suivant la pente et s'accumule dans la partie en bas de la pente ce qui engendre des pressions et crée des chemins d'écoulement préférentiel au sein de la couche ou le long des parois du modèle. Cela a engendré une grande désaturation au niveau de l'interface même dans la partie en bas de la pente.

Au niveau de la couche des stériles, les variations de la teneur en eau volumique sont peu significatives. Toutefois, les variations les plus importantes ont été enregistrées en bas de la pente où les teneurs en eau volumiques ont augmenté de 0,03 jusqu'à 0,13 pour les deux taux de précipitations. Cette valeur a baissé pour se stabiliser à une valeur de 0,03 après 4 jours de drainage. Le résumé des variations de la teneur en eau volumique en mouillage et en drainage est présenté

dans le Tableau 4- 13 alors que les proportions des débits sortants au bas de modèle par rapport au flux appliqué sont présentées en fonction de la distance à la Figure 4- 21.

Tableau 4- 13 : Variation des teneurs en eau volumiques en mouillage et en drainage dans le cas de recouvrement de 75 cm de sable et une inclinaison de 20°

Couche	Taux de précipitation	Mouillage		Drainage	
		Haut de pente	Bas de pente	Haut de pente	Bas de pente
Sable 3	77 mm/h	0,09 → 0,25	0,08 → 0,30	0,25 → 0,10	0,30 → 0,08
	154 mm/h	0,07 → 0,24	0,12 → 0,23	0,24 → 0,10	0,23 → 0,09
Sable 2	77 mm/h	0,08 → 0,16	0,14 → 0,28	0,16 → 0,07	0,28 → 0,13
	154 mm/h	0,07 → 0,22	0,12 → 0,38	0,22 → 0,08	0,38 → 0,12
Sable 1	77 mm/h	0,11 → 0,14	0,38 → 0,38	0,14 → 0,10	0,38 → 0,38
	154 mm/h	0,09 → 0,17	0,14 → 0,35	0,17 → 0,10	0,35 → 0,17
Stériles	77 mm/h	0,05 → 0,06	0,03 → 0,13	0,06 → 0,05	0,13 → 0,04
	154 mm/h	0,05 → 0,06	0,03 → 0,13	0,06 → 0,05	0,13 → 0,03

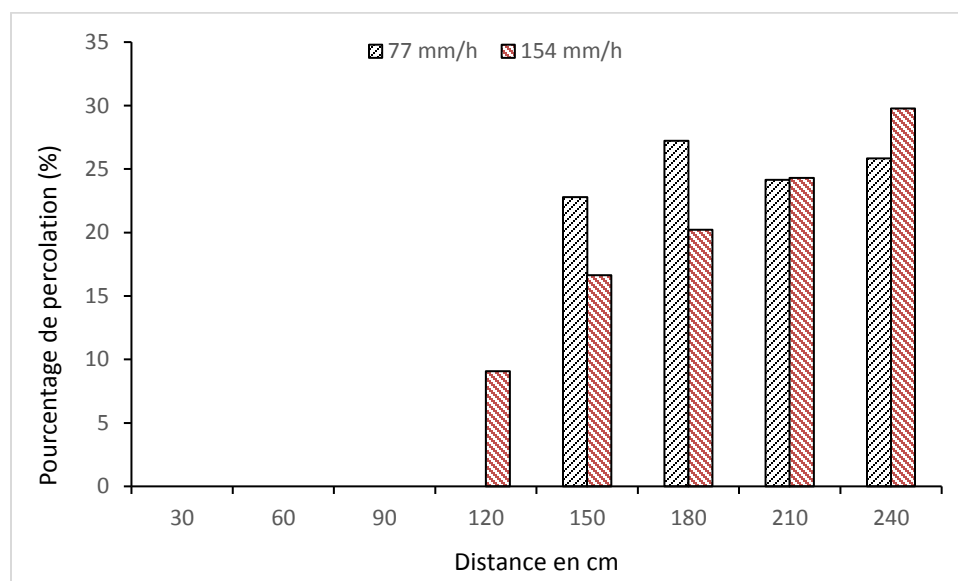


Figure 4- 21 : Variation des pourcentages de percolation en fonction de la distance dans le cas de recouvrement de 75 cm de sable et une inclinaison de 20°

Comme pour tous les cas inclinés, les plus grands volumes de percolation ont été recueillis en bas de la pente à cause de la déviation des eaux de recharge sous l'effet de l'inclinaison. Cependant, le pourcentage de percolation est nul sur une distance de 90 cm ce qui est une valeur plus grande que

dans le cas précédent de  $10^\circ$  d'inclinaison où cette distance était de 60 cm. Les premières grandes quantités de percolation ont été collectées à une distance de 120 cm pour le taux de précipitation de 154 mm/h et à une distance de 150 cm pour le taux de précipitation de 77 mm/h.



## **CHAPITRE 5 : DISCUSSION DES RÉSULTATS ET MODÉLISATION NUMÉRIQUE**

### **5.1. Discussion des résultats**

La discussion des résultats des essais réalisés au laboratoire est présentée dans ce qui suit en deux volets. Dans un premier temps, on discute du comportement de la CCE dans le cas où le modèle est horizontal en faisant varier l'épaisseur d'épaisseur de sable et en appliquant un seul taux de précipitation. Dans un second volet, on va discuter l'effet de la pente sur la variation des teneurs en eau volumiques dans le modèle ainsi que de la capacité de la CCE à dévier l'eau en faisant varier l'épaisseur de la couche de sable, l'inclinaison du modèle et le taux de précipitation.

#### **5.1.1. Modèle physique horizontal**

Trois différentes épaisseurs de la couche de sable ont été testées pour le cas horizontal et les variations des teneurs en eau volumiques sont présentées à la Figure 5- 1.

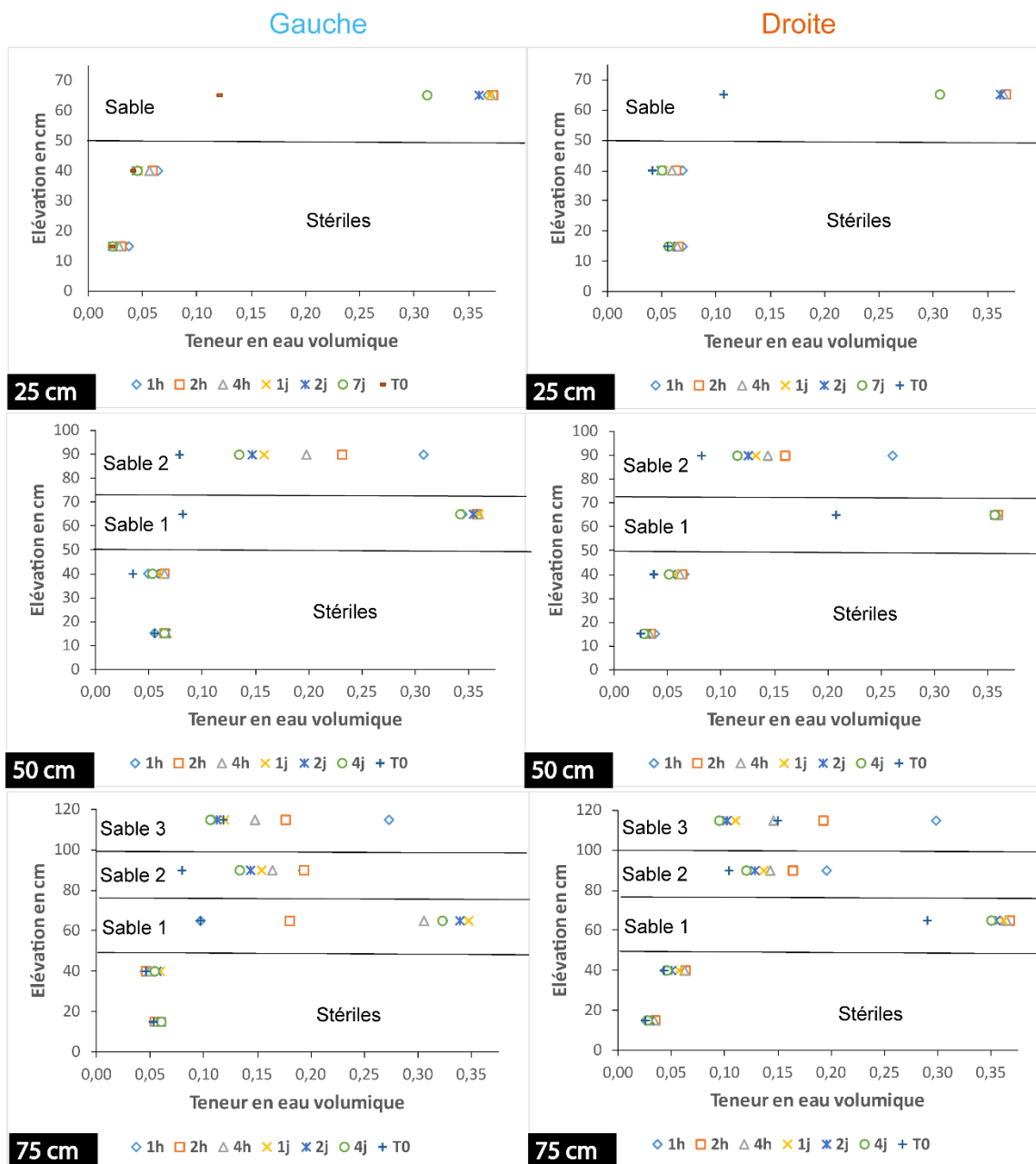


Figure 5- 1 : Profils de teneur en eau en fonction de l'élévation pour les cas horizontaux 25 cm de CCE - modèles physiques

On remarque que la couche de sable, dans le cas de 25 cm d'épaisseur, maintient une teneur en eau volumique élevée et supérieure à 0,30 même après une semaine de drainage libre et sans aucun apport d'eau. Cela est également constaté dans les deux autres cas où l'épaisseur est supérieure à 25 cm; cette tranche reste en tout temps saturée. Par contre, les parties supérieures de la couche de sable, dans le cas de 50 et 75 cm d'épaisseur, ont subi une réduction des teneurs en eau volumique

pour atteindre des valeurs inférieures à 0,15. Afin d'illustrer cet aspect, le stockage ( $\Delta_s$ ) a été calculé pour chaque épaisseur en utilisant les données expérimentales et la formule suivante :

$$\Delta_s = \frac{\sum_i^n (\theta_{f_i} - \theta_i) V_t}{V_{eau}}$$

Où :

$\theta_i$ : teneur en eau initiale.

$\theta_f$ : teneur en eau finale.

$V_t$ : Volume total de la couche.

$V_{eau}$  : volume d'eau injecté.

Le stockage (%) = volume d'eau stocké dans la couche / volume d'eau injecté lors de la recharge. Le volume d'eau stocké dans la couche est calculé de cette manière : teneur en eau volumique finale (à la fin de mouillage) – teneur en eau volumique initiale (avant de commencer l'essai) multiplié par le volume de la couche (largeur 0,6 m x 0,25 d'épaisseur x 2,5 longueur du modèle). La somme de ces valeurs divisées par le volume d'eau injecté durant l'essai donne le taux de stockage.

Les stockages calculés pour le cas horizontal sont présentés dans le Tableau 5- 1.

Tableau 5- 1 : pourcentages de stockage  $\Delta_s$  en fonction de l'épaisseur

Épaisseur de la couche de sable	25 cm	50 cm	75 cm
Stockage $\Delta_s$	81 %	104 %	100 %

Ce tableau montre que l'augmentation de l'épaisseur de la CCE se traduit par une augmentation de sa capacité de stockage pour la couche de 50 cm. Ainsi, la première couche de CCE installé directement sur les stériles a stocké 81% de la quantité injectée et de ce fait on peut considérer que 19% d'eau injectée s'est infiltrée dans les stériles pendant le mouillage vu qu'aucun ruissellement à la surface n'a été observé. En ajoutant une deuxième couche de 25 cm, l'épaisseur de la CCE est augmentée à 50 cm, et le pourcentage de stockage est évalué à 104%. Étant donné que la précision des sondes EC5 qui est de 2 % après calibration on peut dire que le stockage est de 100% et de ce fait on peut conclure que la CCE a stockée toute la quantité d'eau qui a été injectée. Le même comportement a été observé dans le cas où la CCE est de 75 cm de la CCE où la capacité de stockage a été évalué à 100%.

Pour les cas où le système est horizontal, le modèle se comporte comme une CEBC dont la couche de sable joue le rôle de la couche de rétention d'eau avec des teneurs en eau volumiques élevées tandis que la couche de stériles installée en bas se draine et se retrouve dans un état drainé avec des teneurs en eau volumique résiduelles.

Durant toute la période des essais, des volumes d'eau de percolation sortant du bas du modèle ont été mesurés pour les cas horizontaux. Les taux de percolation ne sont pas uniformes et présentent des irrégularités. Idéalement, les quantités d'eau récoltées au niveau de chaque trou doivent être similaires puisqu'on parle d'un cas horizontal. Pourtant, des différences significatives entre elles sont observées à la Figure 5- 2.

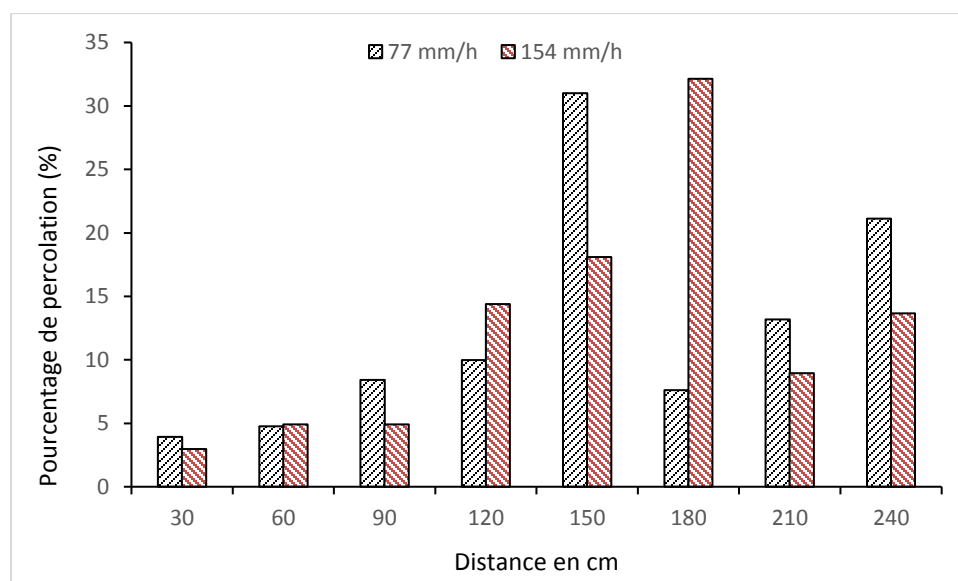


Figure 5- 2 : Exemple d'irrégularité des pourcentages de percolation en fonction de la distance dans le cas horizontal

La non similarité des volumes d'eau de percolation dans tous les trous, même s'il s'agit d'un cas horizontal, est probablement dû à l'existence des hétérogénéités dans les propriétés des matériaux à certains endroits du système, comme dans la zone située entre 150 cm et 180 cm (à partir de côté gauche de modèle). Il y a peut-être eu également des phénomènes de ``fingering`` dans certaines parties du modèle ou des imperfections qui ont favorisé la percolation de l'eau et l'apparition des chemins d'écoulement préférentiel.

Dans les travaux de Fala et al. (2008) et Broda et al. (2012), ces auteurs ont montré que les fronts de mouillage et de séchage dans les stériles miniers sont non uniformes.

### **5.1.2. Modèle physique incliné**

Dans les sections suivantes nous allons discuter l'effet de la pente, de l'épaisseur de la CCE et du taux de précipitations.

#### **5.1.2.1. Effet de la pente**

Dans les cas inclinés avec différentes pentes, le système a eu un comportement différent par rapport au modèle horizontal. Les résultats de certains scénarios sont présentés pour les profils en haut et en bas de pente sous forme d'histogrammes des variations des teneurs en eau volumiques en fonction de degré d'inclinaison. Les cas présentés ici ont été sélectionnés afin de mettre en relief l'effet de l'inclinaison sur le comportement du système. Les résultats sont montrés dans la Figure 5- 3.

En termes de teneur en eau volumique, les plus grandes variations ont été enregistrées dans la partie située en haut de la pente. L'augmentation de la pente, (ex : passage d'une pente de  $3^\circ$  à  $20^\circ$ ) a engendré une diminution remarquable au niveau des teneurs en eau volumique dans le haut de la pente; ainsi les teneurs en eau volumiques, durant le drainage, ont subi une réduction de 0,37 jusqu'à 0,35 (= 0,02) dans le cas de l'inclinaison de  $3^\circ$  et de 0,17 jusqu'à 0,09 (0,08) dans le cas de l'inclinaison de  $20^\circ$ . Par contre après sept jours de drainage libre, la partie située en bas de la pente s'est maintenue à des teneurs en eau relativement élevées; toutefois une réduction de 0,09 (0,35 à 0,26) a été observée dans le cas de l'inclinaison de  $20^\circ$ , alors que dans le cas d'inclinaison de  $3^\circ$  les variations observées restent dans l'intervalle de l'erreur de mesure des équipements (0,01 soit de 0,36 à 0,35).

Dans ces cas de modèle incliné, la couche de sable a changé de rôle et s'est comportée comme une couche de contrôle des écoulements d'eau (CCE) qui dévie l'eau en suivant l'interface sable-stériles et en utilisant les effets de barrière capillaire alors que dans le cas horizontal elle s'est comportée comme une CEBC conventionnelle. Ce comportement a été également démontré dans les travaux de Bussière et al. (2003).

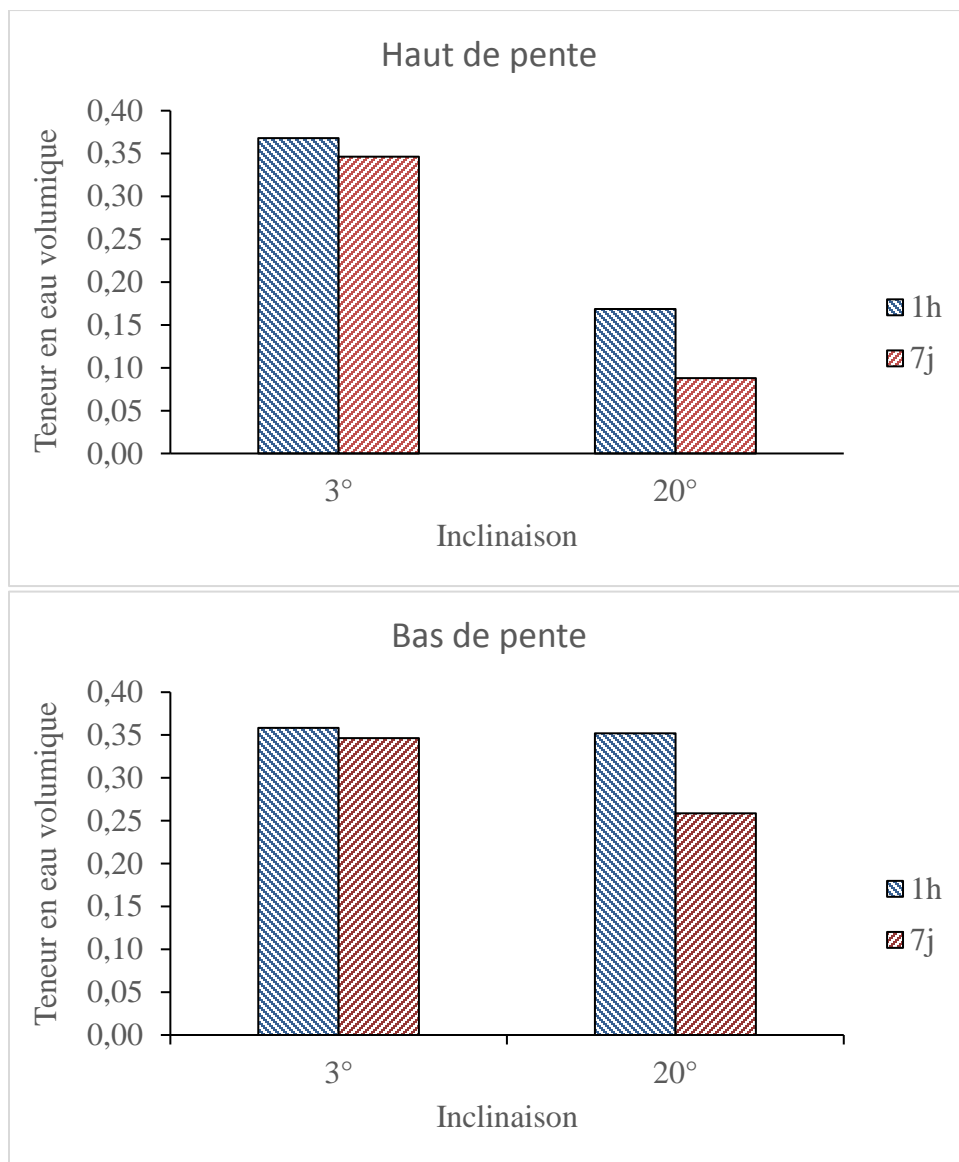


Figure 5- 3 : Effet de la pente

### 5.1.2.2. Effet de l'épaisseur de la CCE

Les couches ayant des épaisseurs différentes se comportent de la même façon vis-à-vis le degré d'inclinaison et le taux de précipitations : la partie en haut de la pente se draine jusqu'à atteindre des teneurs en eau volumiques faibles (environ 0,07) tandis qu'en bas de la pente, les teneurs en eau volumiques restent élevées (supérieures à 0,30) surtout dans la première couche de la CCE (voir Figure 5- 4).

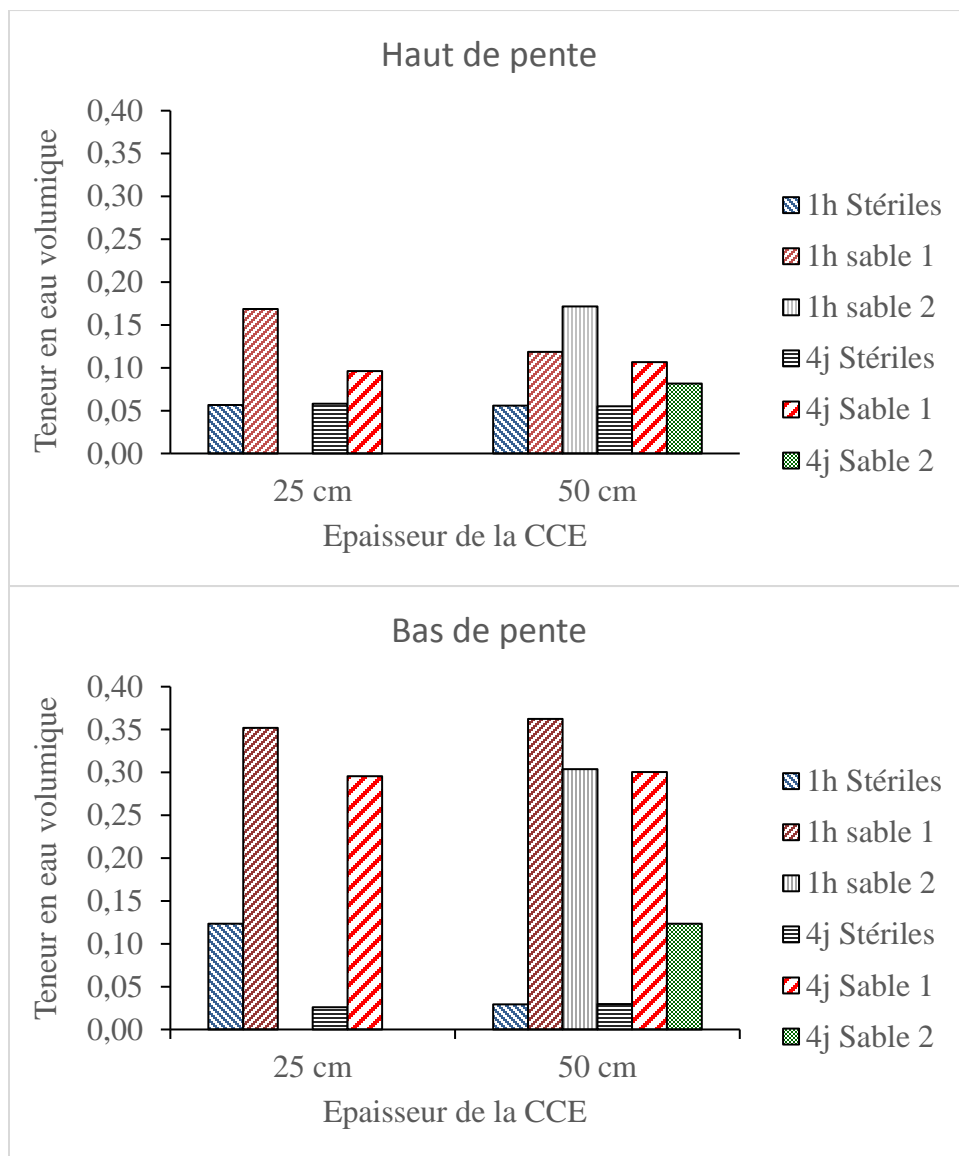


Figure 5- 4 : Effet de l'épaisseur de la CCE dans un cas incliné (20°)

L'augmentation de l'épaisseur de la CCE jusqu'à 50 cm n'a pas eu un grand effet sur la variation des teneurs en eau volumiques dans les cas inclinés. Les plus grandes variations ont été observées dans la partie basale de la CCE (sable 1) qui se comporte de la même façon comme dans le cas de 25 cm avec une diminution importante des teneurs en eau en haut de la pente et une saturation complète en bas de la pente. Ce comportement est dû à la grande sensibilité de la CCE aux variations de la succion qui engendre une désaturation dans la partie située en haut de la pente dans les deux couches de la CCE (sable 1 et sable 2). Au niveau de la couche des stériles, l'augmentation de l'épaisseur de la CCE n'a aucun effet sur les variations de la teneur en eau volumique; ainsi les variations de la teneur en eau volumiques dans les stériles sont similaires dans les deux cas de 25

cm et de 50 cm d'épaisseur. Elles se traduisent par une augmentation des teneurs en eau dans la période de mouillage surtout dans la partie en bas de pente avant de retrouver leurs états d'équilibre pendant le drainage (teneur en eau résiduelle).

### **5.1.2.3. Effet de l'intensité de précipitation**

L'application de taux de précipitation élevé (154 mm pendant une heure dans notre cas) a un effet immédiat sur les teneurs en eau volumique peu importe le degré d'inclinaison de système ou l'épaisseur de la couche CCE. En effet, l'augmentation de taux de précipitations se traduit par une augmentation des teneurs en eau volumiques dans la CCE durant les premières heures d'essai. Le système retrouve un état d'équilibre semblable après drainage, comme dans le cas de l'application de taux de recharge de 77 mm/h (voir Figure 5- 5).

La Figure 5- 5 montre que l'effet de l'intensité de précipitation au niveau des teneurs en eau volumiques est moins prononcé dans la partie en haut de la pente qui se traduit par des petites variations de la teneur en eau lors de mouillage. Par contre l'effet de taux de précipitation est clairement visible dans la partie en bas de la pente et surtout au sommet de la CCE (sable 2). L'application de taux de 154 mm de précipitation pendant une heure a engendré une augmentation de la teneur en eau de la couche (sable 2) dans la première heure jusqu'à une valeur de 0,37, tandis qu'avec un taux de 77 mm, après une heure de précipitation, la teneur en eau dans la partie sommitale de la couche est de 0,30.



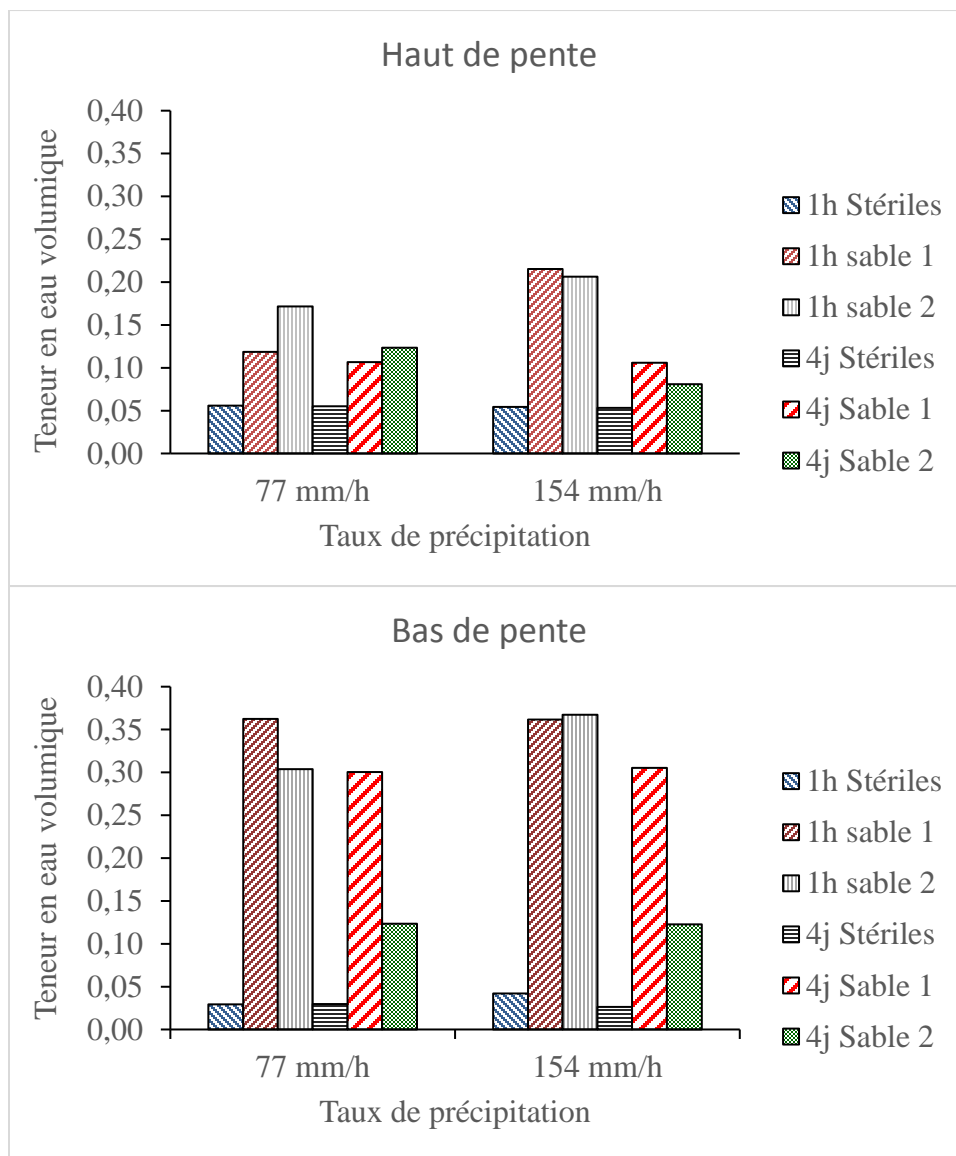


Figure 5- 5 : Effet de l'intensité de précipitation

### 5.1.3. Discussion de la capacité de déviation latérale

Les essais réalisés à l'aide du modèle physique ont montré l'impact de chacun des paramètres testés sur la performance de la CCE. Le comportement hydrogéologique du recouvrement est étroitement lié à sa capacité de déviation. Afin d'évaluer ce paramètre, trois modèles ont été évalués :

Pour ces trois modèles les mesures des volumes d'eau de percolation recueillis en bas de modèle dans chaque point de récupération ont été compilés et les résultats sont présentés au Tableau 5-2, 5-3 et 5-4. Les volumes collectés ont été utilisés pour évaluer de façon approximative la longueur

de bris capillaire et de statuer sur le degré d'influence des paramètres sur le positionnement de point DDL (Down Dip Limit - limite de bas de pente).

Le point DDL est localisé dans le premier trou où le pourcentage de percolation est supérieur ou égal à 10%. Cette valeur est choisie afin de pouvoir comparer les différents résultats et statuer sur l'effet des différents paramètres.

*Modèle 1 : Épaisseur de 25 cm avec deux inclinaisons différentes (3 et 20°) et 77 mm/h de précipitation*

La Figure 5- 6 compare deux cas ayant la même épaisseur de la couche de sable qui est de 25 cm avec l'application d'un même taux de précipitation de 77mm pendant une heure, mais pour des inclinaisons différentes : 3° pour le cas 1 et 20° pour le cas 2. Les résultats obtenus en fonction de volumes d'eau de percolation récupérés au niveau des différents points de percolation pour le cas d'une inclinaison de 3° montrent que l'eau est déviée jusqu'au trou situé à 150 cm où on a commencé à récupérer une quantité importante d'eau qui représente 10 % de la quantité totale récupérée. La distance entre le haut de la pente et ce point de récupération correspond à la longueur de déviation latérale, soit 150 cm. L'augmentation de la pente du modèle jusqu'à 20° a engendré une déviation importante de l'eau par le système et par conséquent une augmentation de la longueur effective de bris capillaire; cette dernière, comme il est montré dans le cas 2 est situé à 180 cm à partir du haut de la pente. Ces conclusions sont en accord avec les résultats des travaux antérieurs retrouvés dans la littérature (Bussière et al. 1999; Qian et al. 2010; Andrina et al. 2009; Sawada et al. 2017).

Tableau 5- 2 : Effet de l'inclinaison sur la capacité de déviation latérale : Taux de percolation (%) en fonction de la localisation du point de récupération

Distance (cm)	30	60	90	120	150	180	210	240
25 cm 3° 77 mm	1%	3%	4%	8%	10%	18%	15%	41%
25 cm 20° 77 mm	0%	0%	0%	0%	3%	20%	29%	48%

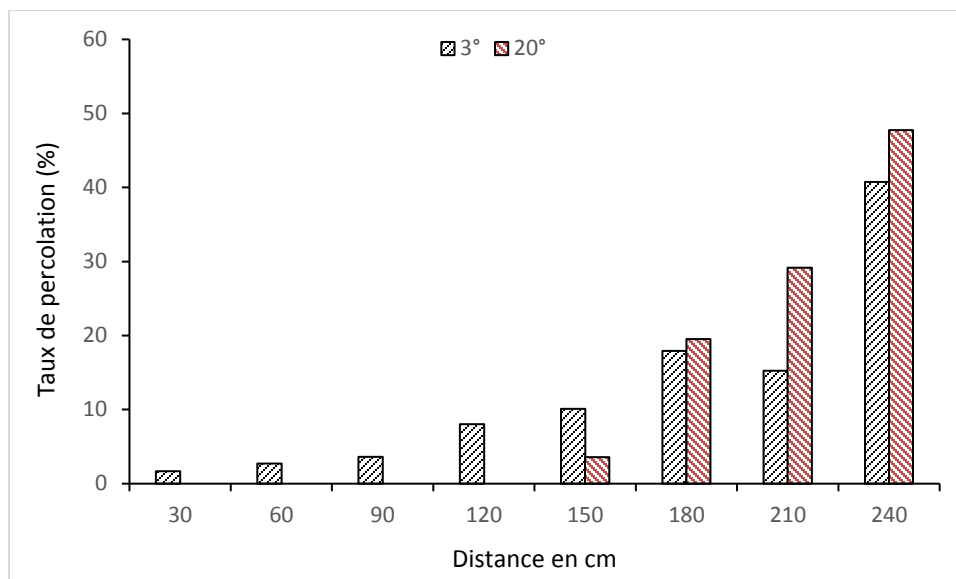


Figure 5- 6 : Effet de l'inclinaison sur la capacité de déviation latérale : Taux de percolation (%) en fonction de la localisation du point de récupération

*Modèle 2 : Deux épaisseurs différentes (25 cm et 50 cm) avec la même inclinaison de 3° et 154 mm/h de précipitation.*

L'épaisseur de la couche de sable a un impact sur la capacité de déviation, mais de moins grande envergure que le degré d'inclinaison. En effet, comme il est montré à la Figure 5- 7, l'augmentation de l'épaisseur de 25 cm (cas 1) à 50 cm (cas 2) a engendré une augmentation de la longueur effective du bris capillaire de 60 cm à 90 cm respectivement. Ce comportement est en accord avec les conclusions des études réalisées par Qian et al. (2010) et Sawada et al. (2017).

Tableau 5- 3: Effet de l'épaisseur de la couche de sable sur la capacité de déviation latérale : Taux de percolation en fonction de la localisation du point de récupération

Distance (cm)	30	60	90	120	150	180	210	240
<b>25 cm 3° 154 mm</b>	3%	10%	3%	4%	13%	9%	22%	36%
<b>50 cm 3° 154 mm</b>	3%	3%	13%	3%	8%	8%	30%	32%

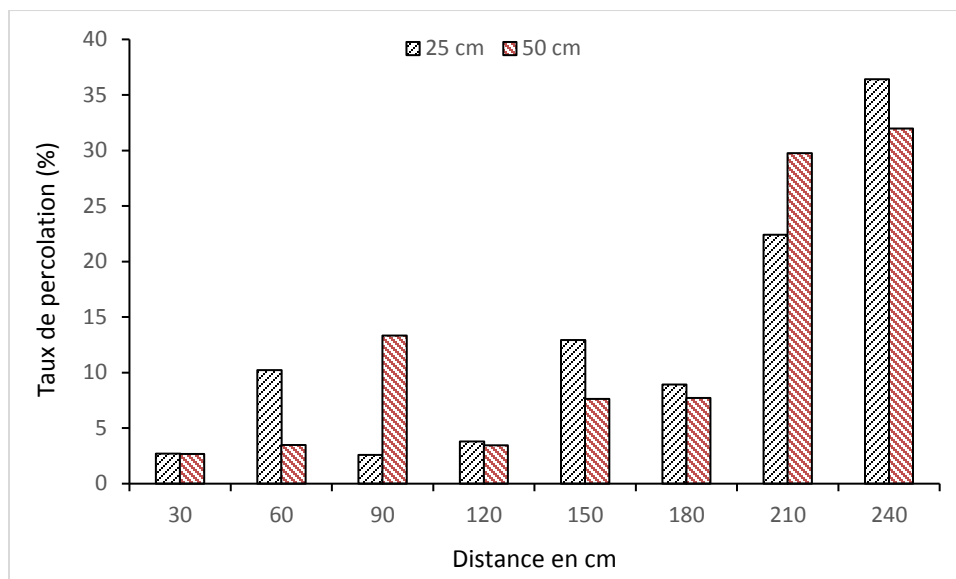


Figure 5- 7: Effet de l'épaisseur de la couche de sable sur la capacité de déviation latérale : Taux de percolation en fonction de la localisation du point de récupération

*Modèle 3 : Même épaisseur (75 cm), même degré d'inclinaison ( $10^\circ$ ) et deux taux de précipitations différents (77 mm/h et 154 mm/h)*

Le taux de précipitation a également un effet significatif sur la capacité de déviation latérale de système. L'augmentation du taux de précipitation a engendré une réduction de la capacité de déviation. Ce comportement est montré dans la Figure 5- 8 où la longueur effective de bris capillaire est passée de 150 cm, dans le cas de l'application d'un taux de précipitation de 77 mm, à 90 cm dans le cas de 154 mm de précipitation. Ces conclusions sont en accord avec celles des travaux du Bussière (1999), d'Andrina (2010), Qian et al. (2010) et Sawada et al. (2017).

Tableau 5- 4: Effet de taux de précipitation sur la capacité de déviation latérale

Distance (cm)	30	60	90	120	150	180	210	240
75 cm $10^\circ$ 77 mm	0%	0%	1%	0%	11%	22%	31%	35%
75 cm $10^\circ$ 154 mm	0%	0%	10%	9%	19%	17%	21%	24%

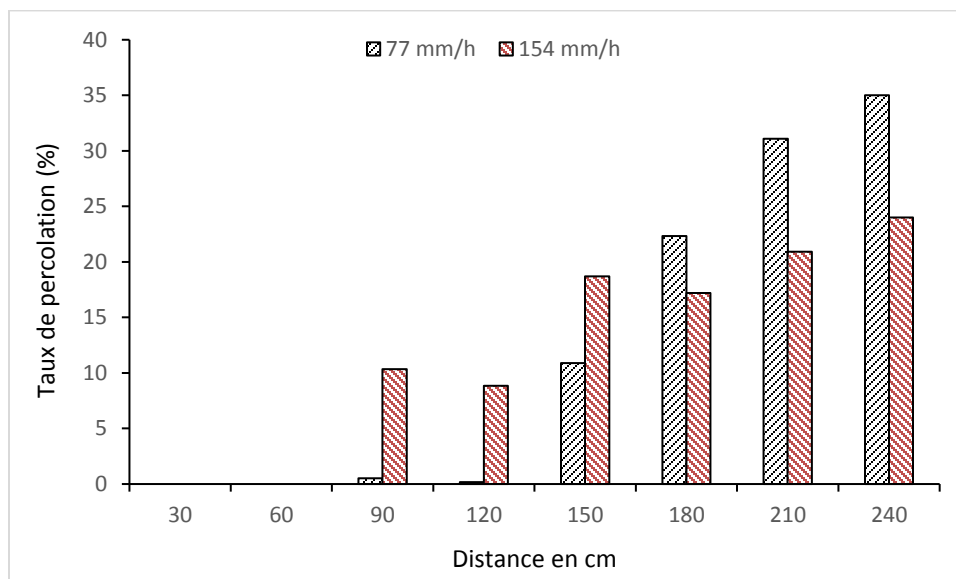


Figure 5- 8 : Effet de taux de précipitation sur la capacité de déviation latérale

## 5.2. Modélisation numérique

La modélisation numérique consiste à reprendre les cas simulés au laboratoire à l'aide du modèle physique et de les reproduire à l'aide des simulations numériques en appliquant les mêmes conditions initiales et aux frontières. Le logiciel SEEP/W de la compagnie GEOSTUDIO 2016 a été utilisé dans la réalisation de ces simulations numériques. Le but de la modélisation numérique est de comparer les résultats expérimentaux avec ceux des simulations numériques et de vérifier que le modèle numérique peut prédire le comportement hydrogéologique de tels systèmes. Pour avoir une bonne base de comparaison, tous les scénarios expérimentaux ont été simulés numériquement en utilisant les mêmes dimensions que celles du modèle physique et en appliquant les mêmes conditions aux frontières (même pente, même taux de précipitation et même condition initiale de saturation).

Dans une première étape, les propriétés hydrogéologiques du sable et des stériles miniers ont été introduites dans le modèle. Les propriétés utilisées sont les suivantes : la courbe de rétention d'eau (voir figure 3-12 et figure 3-14) et la fonction de conductivité hydraulique non saturée (voir figure 3-16 et figure 3-17). Ensuite, pour chaque configuration, le modèle numérique a été construit en respectant la géométrie et la configuration des différentes couches du modèle.

Dans une seconde étape, les conditions initiales pour les simulations en régime transitoire ont été obtenues à partir d'une modélisation en régime permanent. Pour ce faire, des conditions frontières spécifiques ont été appliquées au modèle en régime permanent. Trois conditions sont appliquées : i) une succion négative de 4 m à la base de modèle pour simuler une nappe profonde, ii) les parois dans la partie située en haut de la pente sont imperméable pour favoriser les écoulements dans le sens de la pente et iii) un flux unitaire minimal d'une valeur de  $10^{-8}$  m/s est appliqué pendant une demi-heure pour obtenir une saturation initiale similaire à celle observée avant le début de l'essai d'infiltration. En effet, dans le modèle physique au laboratoire, en passant d'un scénario à un autre, la couche de sable garde une certaine quantité d'eau suite à sa capacité de rétention. Cette quantité a un effet direct sur le comportement de la CCE après l'application de taux de précipitation. Par conséquent, cette teneur en eau initiale doit être présente comme condition initiale pour les modélisations en régime transitoire. Pour le régime transitoire, deux conditions frontières sont imposées : i) le taux de précipitations utilisé au laboratoire introduit dans le modèle numérique sous forme d'une fonction de flux unitaire en fonction de temps (le flux unitaire est appliqué durant la première heure de l'essai et est mis à zéro pour la période de drainage); ii) la condition d'un drainage libre en bas de la pente et à sa base.

#### *Étude de convergence du modèle numérique :*

Une étude de convergence a été réalisée et qui a été intégrée au document. Cette partie de l'étude est inspirée des travaux de Chapuis (2010, 2012a et b) qui a présenté les étapes nécessaires à réaliser afin d'obtenir les résultats les plus appropriés. Ces différentes procédures sont présentées à l'annexe C.

Pour la taille des éléments, une taille de maillage de 0,25 m a dans un premier temps été testé pour avoir une première approximation de la variation de la teneur en eau volumique dans les deux couches de modèle (sable et stériles miniers). Après cette simulation on a précédé progressivement à la réduction de la taille de maille : 0,12 m, 0,06 m, 0,03 m, 0,01 m, et 0,005 m. Les résultats des différentes simulations sont présentés à la Figure 5- 9.

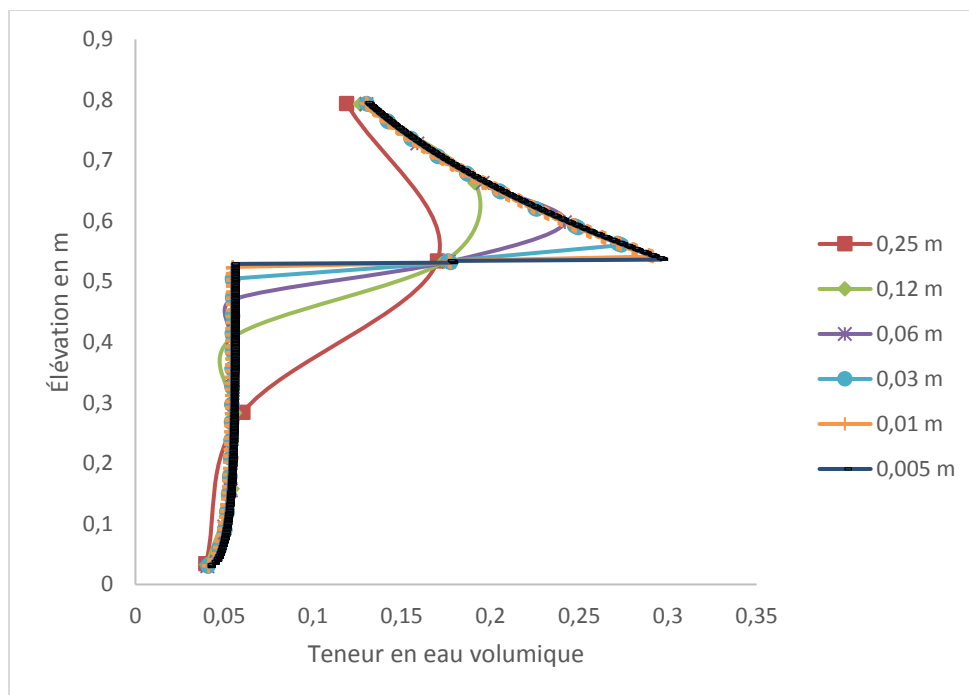


Figure 5- 9 : Étude de convergence en fonction de la taille des éléments

Dans le cas de maillage de 0,25 m, la teneur en eau volumique à l'interface est d'environ 0,16, en réduisant la taille de maillage jusqu'à 0,12 m, la teneur en eau volumique à l'interface a enregistré une petite augmentation 0,1 avec une valeur de 0,17. Cette tendance a été remarquée pour les autres tailles de maille; ainsi on peut observer que la réduction de la taille des mailles engendre une augmentation de la teneur en eau volumique à l'interface. Ainsi, dans le cas de maillage de 0,01 m, la teneur en eau volumique à l'interface a augmentée jusqu'à une valeur de 0,30 soit une augmentation de 0,14 par rapport au premier maillage de 0,25.

Au-delà de certaine réduction de la taille de la maille, on constate que la variation de la teneur en eau volumique devient de plus en plus négligeable. Ainsi, pour le maillage de 0,005 m, on observe que la variation de la teneur en eau volumique est similaire à celles du maillage de 0,01 et leurs courbes sont superposées. À partir des résultats de cette étude, la taille de maillage de 0,01 m est sélectionnée pour être utilisée pour les différents cas de modélisation numérique.

Après cette étude de convergence, on présente dans ce qui suit des exemples des résultats de la modélisation numérique comparés aux résultats expérimentaux. Les résultats sont présentés sous forme de graphique des teneurs en eau volumiques en fonction de l'élévation. Dans toutes les comparaisons, deux profils sont présentés, le profil en haut de la pente et le profil en bas de la

penne. Dans cette section on présente 3 cas de simulations; quant aux autres cas ils sont présentés à l'annexe C.

*Cas numérique 1 : 50 cm de sable et 20° d'inclinaison*

Le premier cas est celui de l'épaisseur de la couche de sable de 50 cm et où le modèle est incliné à 20°. En régime transitoire, un taux de précipitation équivalant du taux de 77 mm/h utilisé dans les essais au laboratoire est appliqué dans le modèle numérique sous forme d'un flux unitaire en fonction du temps. Le flux est appliqué seulement dans la première heure et le système est ensuite soumis à une condition de drainage pendant une semaine, sans aucun apport d'eau supplémentaire. Les CREs mesurées des deux matériaux ont été utilisées dans un premier temps pour simuler les essais de laboratoire. En utilisant les CREs mesurées, le modèle numérique n'a pas pu reproduire l'essai au laboratoire et les variations de la teneur en eau volumique sont très différentes de celles enregistrées au laboratoire. De ce fait une calibration du modèle par ajustement des paramètres d'entrée et les propriétés des matériaux est nécessaire. Un tel ajustement (ou calibration) se justifie par l'hétérogénéité intrinsèque des matériaux utilisés pour la construction du modèle, les incertitudes liées à la caractérisation de laboratoire, les effets d'échelles et les caractéristiques du code numérique. C'est une approche relativement courante dans le domaine (p.ex. Pabst, 2011; Dubuc, 2018). Dans notre cas l'ajustement a été fait par le remplacement de CRE mesurée du sable fin par sa CRE prédite. Cet ajustement a amélioré les résultats numériques et a permis leur comparaison aux résultats expérimentaux.

Les résultats de la modélisation numérique comparés à ceux de la modélisation physique sont présentés à la Figure 5- 10.



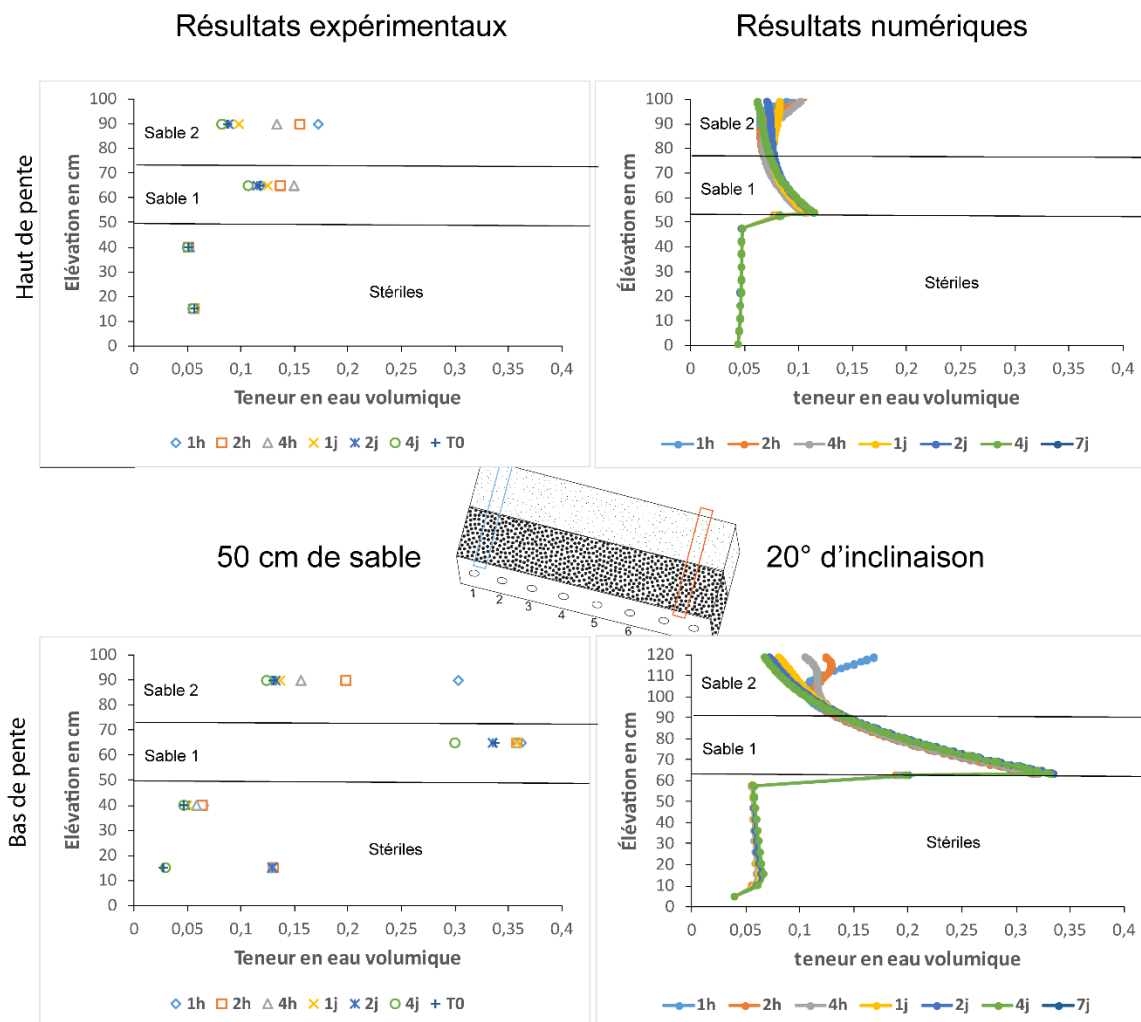


Figure 5- 10: Comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques pour le cas de 50 cm de sable et 20° d'inclinaison

Dans la partie située en haut de la pente, les résultats des essais expérimentaux montrent que les teneurs en eau, au sommet et à la base de la couche de sable, sont faibles et comprises entre 0,06 et 0,17. Le même comportement est prédit avec le modèle numérique; toutefois les teneurs en eau volumique sont légèrement plus faibles : 0,06 et 0,13. En bas de la pente, le comportement de la CCE est similaire dans les deux modèles, physique et numérique, avec des petites différences au niveau des valeurs de la teneur en eau volumique. En effet, pour les résultats numériques, la partie supérieure de la couche de sable n'est pas complètement saturée après la période de mouillage d'une heure tandis qu'au niveau de la couche du bas, une saturation complète est atteinte avec une teneur en eau de 0,35 seulement près de l'interface avec le stérile. Les résultats mesurés montrent des teneurs en eau volumiques légèrement plus élevées après l'essai de mouillage. En drainage, les

valeurs de la teneur en eau volumique observées dans les deux modèles sont très similaires. Au niveau des stériles les deux modèles indiquent une valeur de teneur en eau de 0,05 en haut de la pente avec une légère augmentation en bas de la pente qui est due à l'inclinaison du système.

#### *Cas numérique 2 : 75 cm de sable et 3° d'inclinaison*

Dans ce deuxième cas, on compare les résultats numériques avec ceux de la modélisation physique d'un scénario avec une épaisseur de 75 cm de la CCE et une pente de 3°. Les mêmes conditions initiales que le cas précédent sont appliquées au modèle numérique.

Dans le régime transitoire, le taux de précipitations de 77 mm/h est appliqué sous forme d'une fonction de flux unitaire en fonction du temps. Ce flux est appliqué pendant la première heure de l'essai et il s'annule pour le reste de la durée de la simulation. Les résultats sont présentés dans la Figure 5- 11.

Les résultats des deux modèles physique et numérique décrivent le même comportement hydrogéologique de la CCE (voir Figure 5-11). En haut de la pente, la teneur en eau volumique au sommet de la couche du sable est supérieure à 0,25, dans la première heure de l'essai, avant qu'elle chute à 0,10 après 4 jours de drainage. Au milieu de la couche les teneurs en eau volumiques sont moins importantes, par contre au bas de la CCE, on atteint la saturation complète dans les premières heures de l'essai. Ainsi, les variations des teneurs en eau volumiques dans toutes les parties du système sont similaires dans les deux modèles, physique et numérique. En bas de la pente, on remarque que la teneur en eau est de 0,30 dans la première heure de l'essai et de 0,10 à la fin de l'essai avec une saturation complète au niveau de l'interface. En parallèle, une légère augmentation est observée au niveau de la couche de stériles d'une valeur de 0,15. Toutes ces variations de la teneur en eau sont observées dans le modèle physique et reproduite de façon similaire dans le modèle numérique.

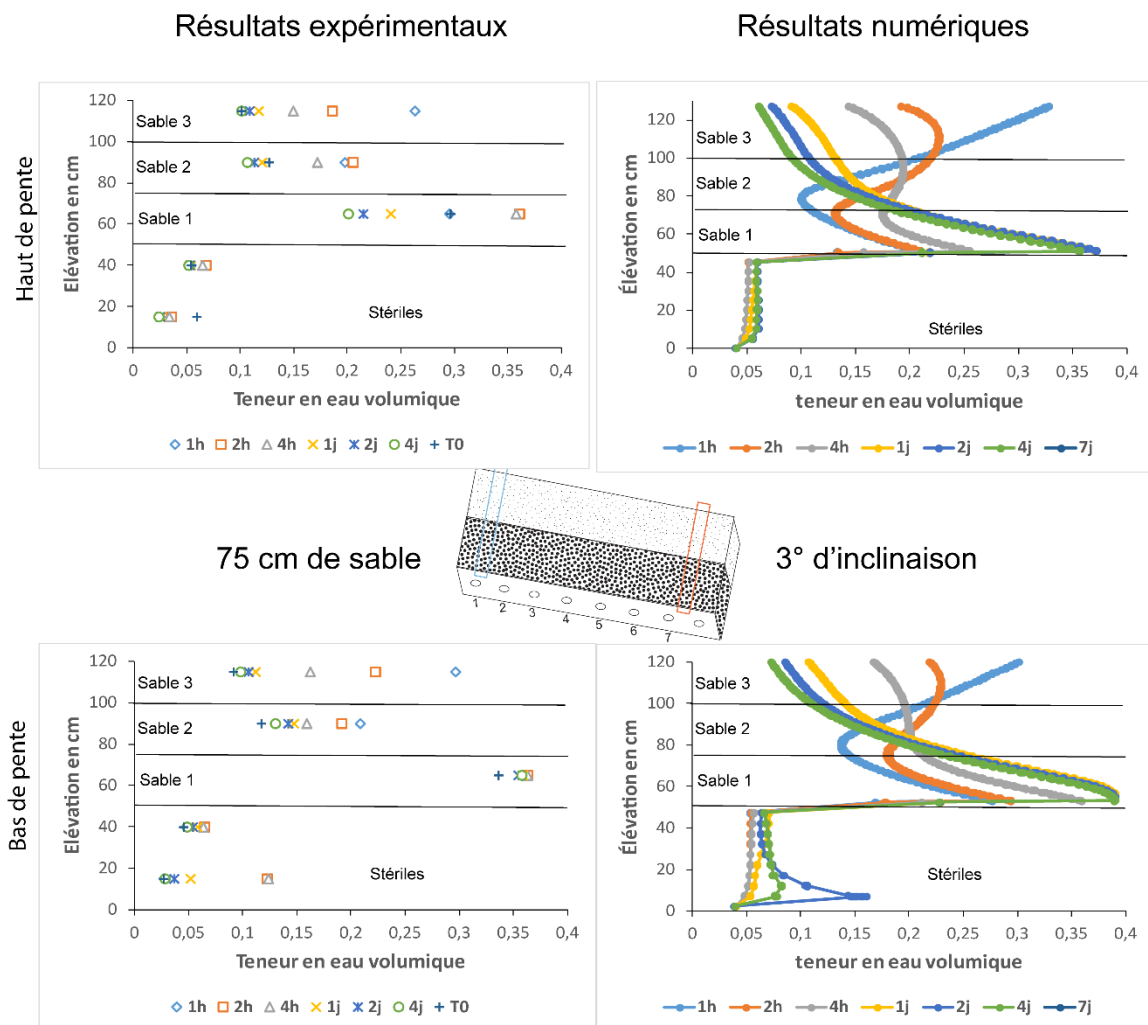


Figure 5- 11 : Comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques pour le cas de 75 cm de sable et 3° d'inclinaison

#### *Cas numérique 3 : 75 cm de sable et 10° d'inclinaison*

Dans ce cas, la pente est encore augmentée davantage jusqu'à une inclinaison de 10° afin de vérifier la capacité du modèle numérique à simuler et prédire l'effet de la pente sur le comportement hydrogéologique de la CCE. Les mêmes conditions initiales et aux limites sont appliquées comme dans les deux cas précédents. Les résultats des deux modèles, physique et numérique, sont comparés dans la Figure 5- 12.

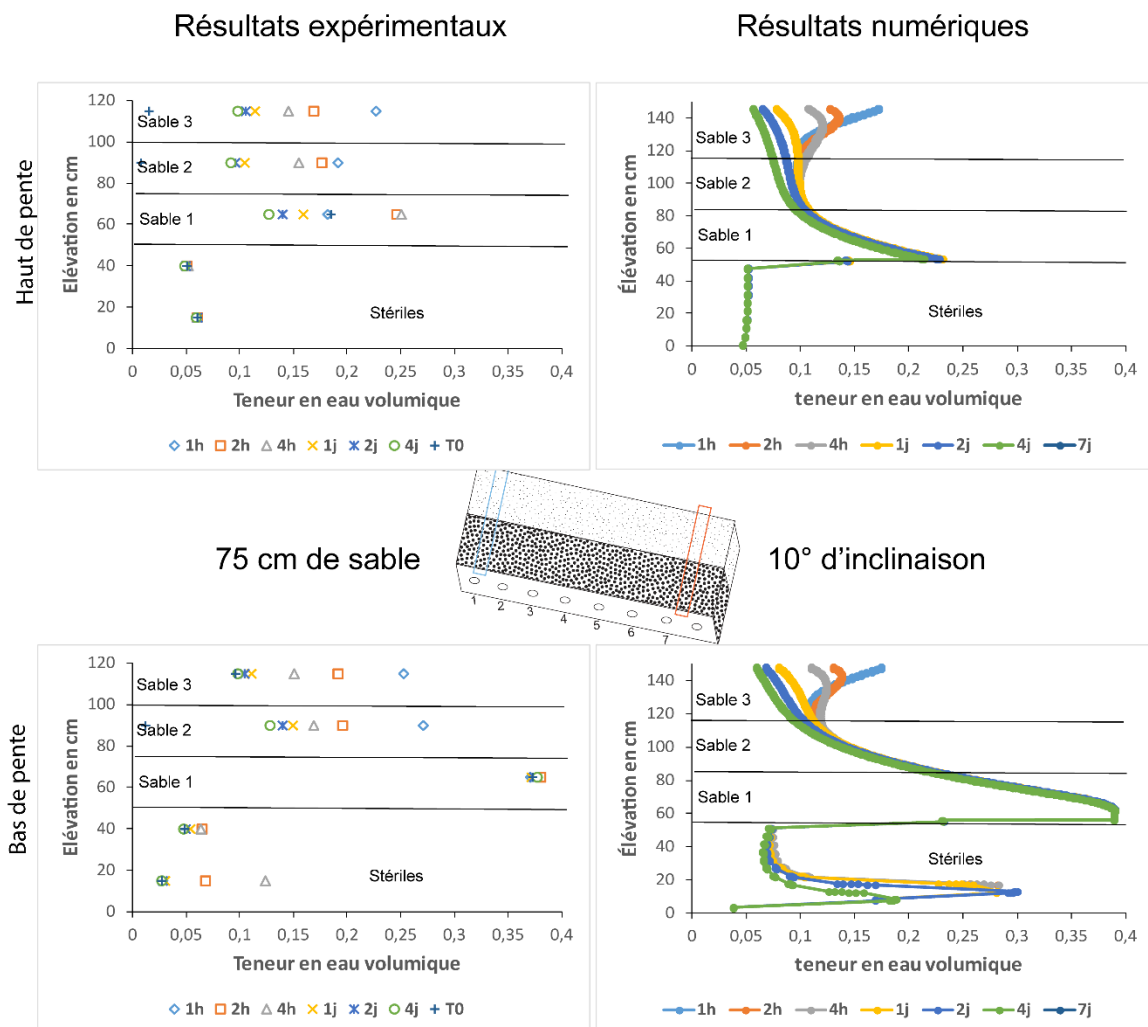


Figure 5- 12 : Comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques pour le cas de 75 cm de sable et 10° d'inclinaison

Dans la partie située en haut de la pente, la CCE se comporte de façon similaire dans les deux modèles. Dans la première heure, la teneur en eau augmente jusqu'à 0,20-0,23 au sommet de la couche avant de baisser à environ 0,10 à la fin de l'essai. Une valeur maximale de 0,25 est prédite au niveau de l'interface sable-stériles, alors qu'on mesure environ la même valeur au niveau du capteur qui est localisé environ à 15 cm de l'interface. En bas de la pente, la partie supérieure de la CCE est moyennement saturée dans les premières heures de l'essai pour ensuite se drainer jusqu'à des valeurs de 0,1 (le modèle numérique prévoit des valeurs légèrement inférieures à celles mesurées). Dans la partie du bas de la CCE, une saturation complète est mesurée et prédite par le modèle. Enfin, tout comme il est mesuré dans le modèle physique, le modèle numérique prévoit

une augmentation de la teneur en eau volumique au niveau de la couche de stérile après la période de mouillage.

### 5.3. Modélisation numérique et extrapolation à grande échelle

La comparaison entre les résultats des essais expérimentaux à ceux de la modélisation numérique montre que le modèle numérique réalisé avec le logiciel SEEP/W 2016 reproduit les principales tendances du comportement global de la CCE sous les différentes conditions d'inclinaison, d'épaisseur et de taux de précipitation. Le bon calage des deux modèles prouvé par les exemples de résultats présentés dans la section précédente, nous a incité à faire des extrapolations à grande échelle et de tester la performance de la CCE dans une halde à stériles avec des dimensions plus proches de la réalité.

La halde à stériles idéalisée modélisée a une longueur de 32 m de et une hauteur de 6 m avec une couche de sable fin jouant le rôle de la CCE. Cette dernière a une épaisseur de 0,5 m installée au sommet de la halde. La partie inclinée de la halde a une pente de  $3^\circ$  (équivalente à une pente de 5% et qui a été proposée dans la littérature (Fala et al. 2005; Bussière 2008 et Lessard 2011). La simulation numérique a concerné seulement la partie inclinée de la halde où un drain est ajouté à sa partie située en bas de la pente afin d'évacuer l'eau déviée en suivant la pente comme il est montré dans la Figure 5- 13 ci-dessous.

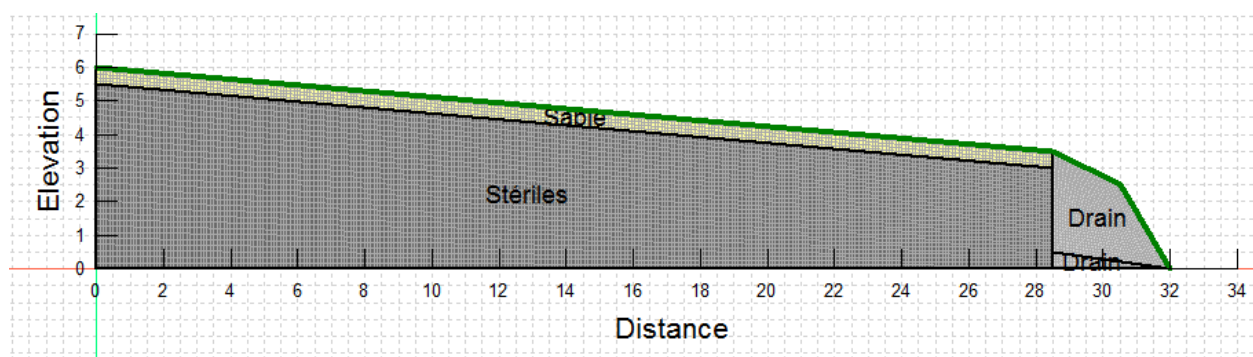


Figure 5- 13 : Modèle numérique de la partie inclinée de la halde avec la CCE

Dans un régime d'écoulement permanent, tous les matériaux sont à l'état sec avec des teneurs en eau volumique résiduelles. Deux conditions initiales sont imposées, une succion négative d'une valeur de -2m est appliquée à la base de modèle pour simuler une nappe profonde et le côté gauche de modèle qui est imperméable afin de favoriser les écoulements dans le sens de l'inclinaison de la halde. En passant au régime transitoire, un taux de précipitations est appliqué sur le modèle sous

forme d'une fonction de flux unitaire en fonction de temps. Le flux unitaire appliqué est l'équivalent d'un taux de précipitations de 100 mm/h, ce qui correspond à une précipitation d'une période de retour de plus de 100 ans en Abitibi-Témiscamingue. Le flux est appliqué pendant une durée d'une heure et il devient nul pour tout le reste de la durée de l'essai qui dure deux semaines sous la condition d'un drainage libre à la base du modèle et dans la partie en bas de la pente.

Les résultats de la simulation sont présentés sous forme d'isocontours de la teneur en eau volumique dans toutes les parties de la halde. On présente les variations des teneurs en eau volumique après une heure de l'application de taux de précipitations de 100 mm/h, après 4 heures de drainage, un jour de drainage, 7 jours de drainage et deux semaines de drainage.

#### *1 heure de précipitations*

L'effet de l'application de taux de précipitation sur les variations de la teneur en eau volumique sont présentés à la Figure 5- 14.

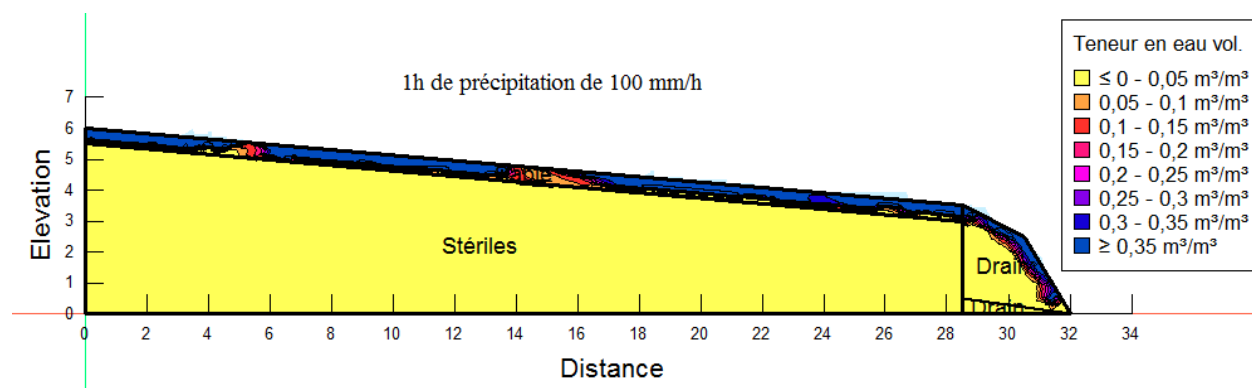


Figure 5- 14: Variations de la teneur en eau volumique après 1 heure de précipitation

Dans la première heure de l'application de taux de précipitation de 100 mm/h, la CCE installée au sommet de la halde à stériles est complètement saturée avec des teneurs en eau volumique supérieures à 0,35. Aucune infiltration d'eau dans la couche de stériles n'a été observée à ce stade. La CCE a réussi à stocker toute la quantité d'eau injectée. L'application de taux de précipitation a été arrêtée et la halde retrouve un état à l'équilibre sous la condition d'un drainage libre.

#### 4 heures de drainage

Les variations de la teneur en eau après 4 heures de l'arrêt de l'application de taux de précipitation sont présentées dans la Figure 5- 15 ci-dessous.

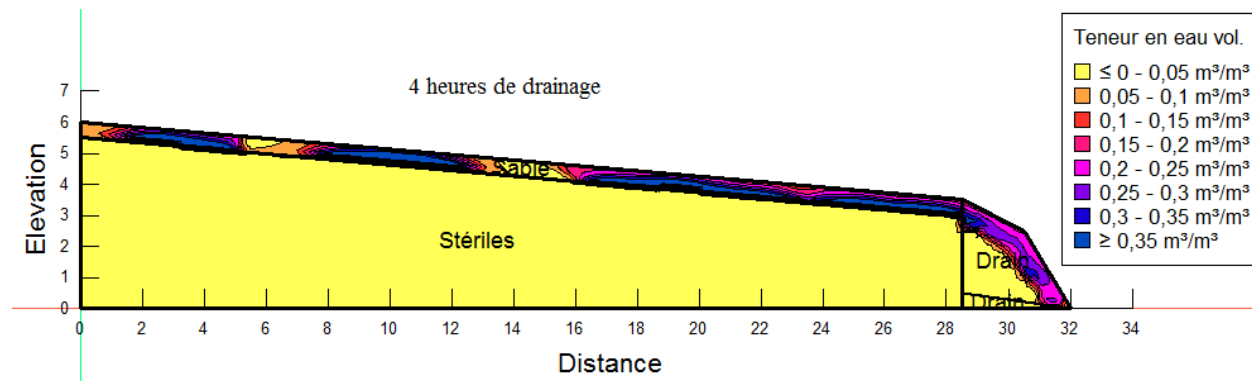


Figure 5- 15: Variations de la teneur en eau volumique après 4 heures de drainage

Après 4 heures de drainage, la CCE a réussi à dévier une grande portion de la quantité d'eau qu'elle avait stockée lors de la recharge, l'eau est évacuée à travers le drain installé au pied de la halde. La déviation de l'eau a causé une désaturation dans certaines parties de la CCE surtout en haut et au milieu de la pente ; les teneurs en eau volumiques ont baissé de plus que 0,35 à des valeurs inférieures à 0,05. Aucune infiltration n'a été observée à ce stade.

#### Un jour de drainage

Les variations des teneurs en eau volumique dans la halde après un jour de drainage sont présentées à la Figure 5- 16.

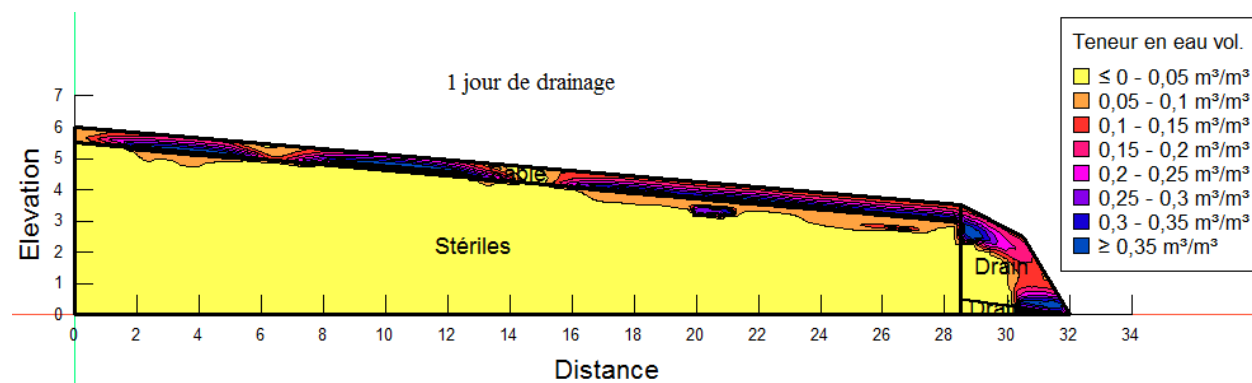


Figure 5- 16: Variations de la teneur en eau volumique après un jour de drainage

Après un jour de drainage libre, des infiltrations ont été observées dans la couche de stériles située en bas de la CCE. Cette infiltration est concentrée juste dans la partie située au milieu et plus en bas dans la pente. Pendant la déviation latérale d'eau sous l'effet de la pente, une quantité d'eau importante s'est accumulée à cet endroit, ce qui entraîne une pression au niveau de l'interface sable-stériles supérieure à la valeur d'entrée d'eau des stériles, ce qui engendre une rupture des effets de barrière capillaire et, par conséquent, une infiltration dans la stériles qui se traduit par une augmentation des teneurs en eau jusqu'à une valeur de 0,10.

### 7 jours de drainage

L'état de la halde à stériles sous la forme de variations de la teneur en eau volumique après 7 jours de drainage est présenté à la Figure 5- 17 ci-dessous.

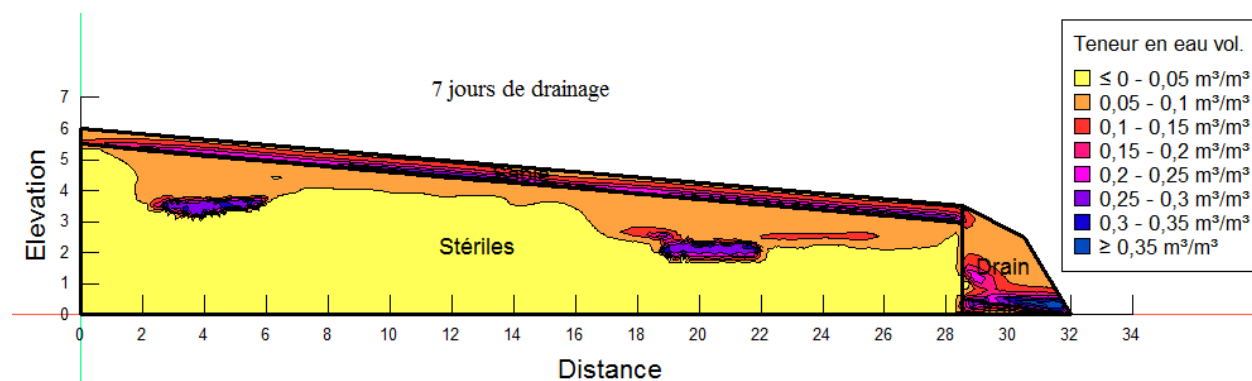


Figure 5- 17 : Variations de la teneur en eau volumique après 7 jours de drainage

Après 7 jours de drainage, la CCE a dévié une grande partie de la quantité d'eau qui y était stockée, ainsi les eaux d'infiltration en bas de la pente ont migrées dans la couche des stériles et elles commencent à atteindre des zones situées plus profondément dans la halde. Les eaux de déviation continuent à être évacuées à travers le drain.



### Deux semaines de drainage

L'état de la halde à stériles sous la forme de variations de la teneur en eau volumique après deux semaines de drainage est présenté à la Figure 5- 18

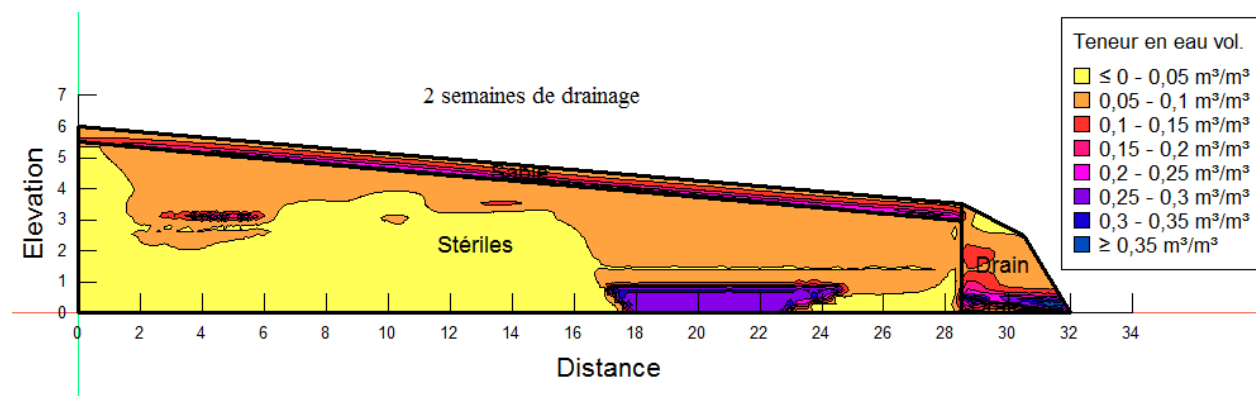


Figure 5- 18 : Variations de la teneur en eau volumique après deux semaines de drainage

Après deux semaines de drainage, les eaux d'infiltration ont atteint la base de la halde. La CCE installée au sommet de la halde n'a pas réussi à dévier toute la quantité d'eau qui y a été injectée avec un taux de précipitations extrême d'une valeur de 100 mm/h.

Pour remédier à ce problème une nouvelle configuration de la halde a été proposée et qui consiste à utiliser deux CCE séparé par une couche de stérile comme il est montré à la Figure 5- 19

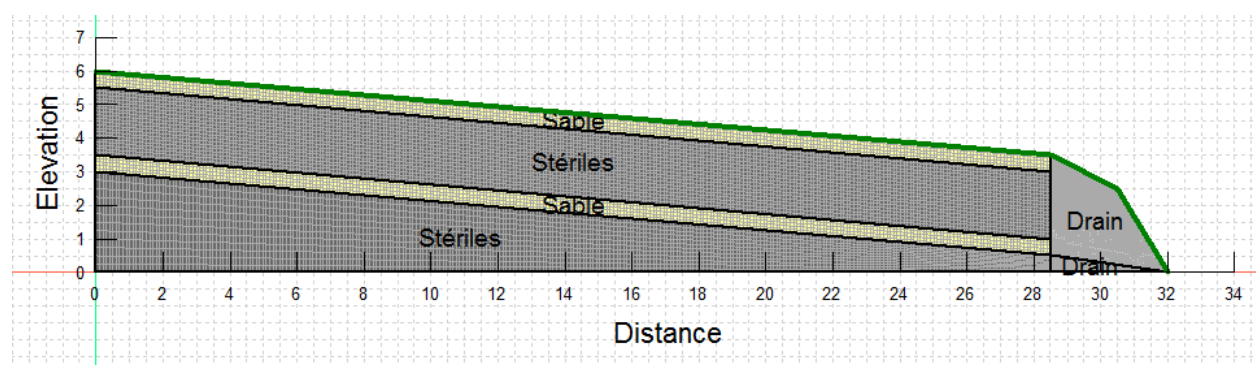
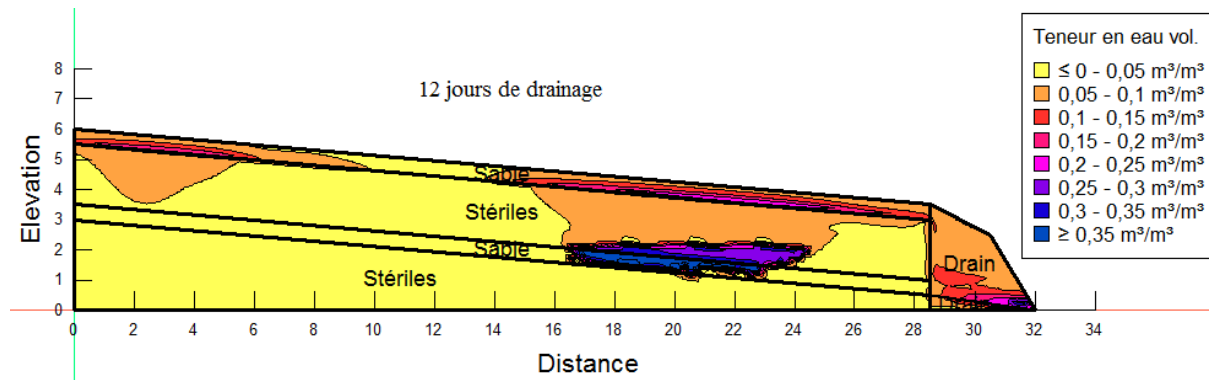
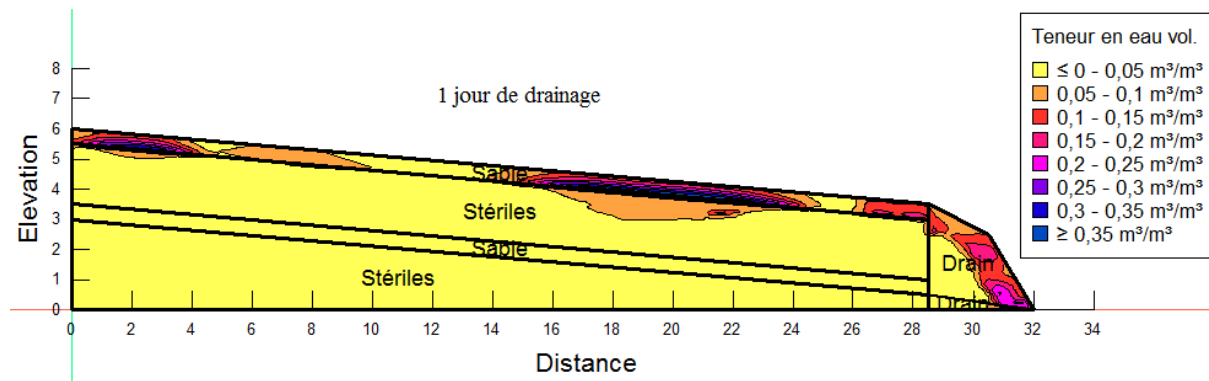
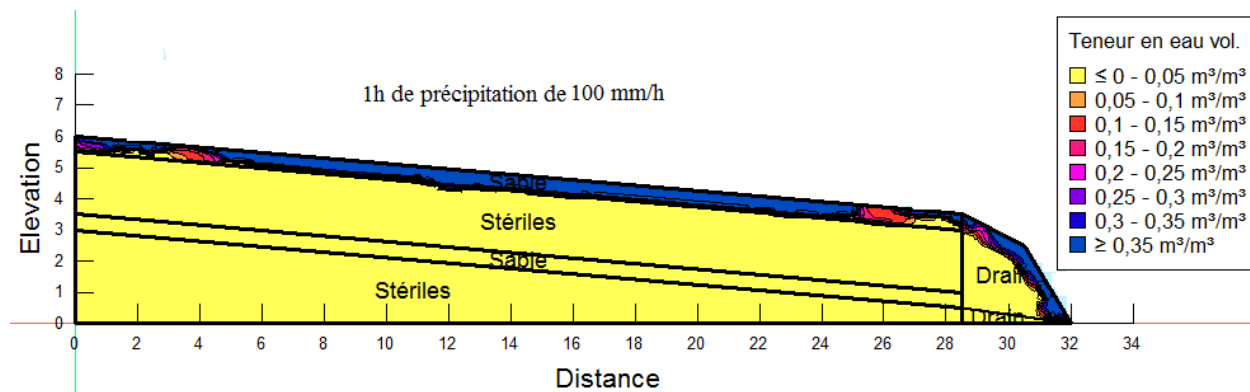


Figure 5- 19 : Modèle numérique de la partie inclinée de la halde avec les deux CCE

Les mêmes conditions initiales et aux limites ont été appliquées comme dans le cas précédent. Les variations des teneurs en eau volumiques dans toutes les parties de la halde durant la période de mouillage et de drainage sont présentées dans la Figure 5- 20



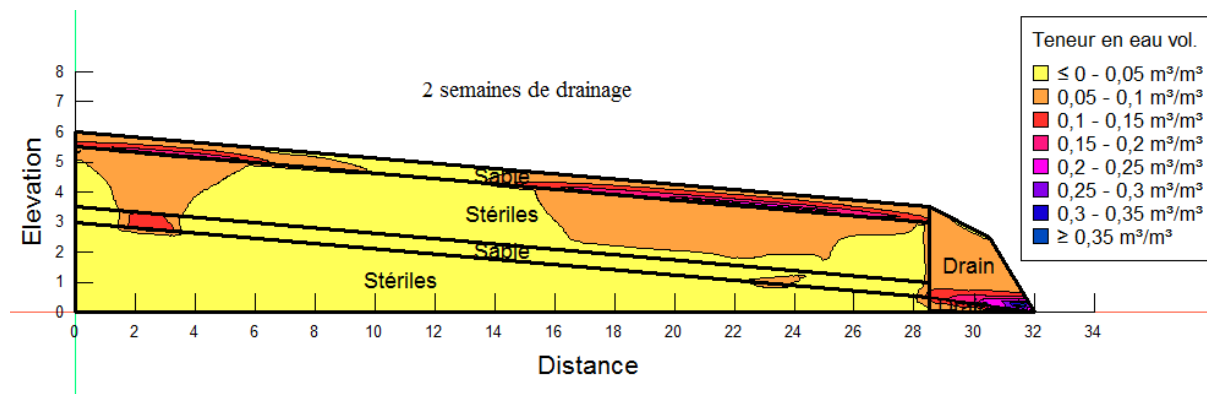


Figure 5- 20 : Variations des teneurs en eau volumique après 1h de précipitation, 4h de drainage, 1 jour de drainage, 12 jours de drainage et deux semaines de drainage.

Dans la première heure qui correspond à la période de l'application de taux de précipitation de 100 mm/h, la première CCE installée en haut de la halde a réussi à stocker toute la quantité d'eau qui a été injectée. Un jour plus tard, sous la condition d'un drainage libre, des infiltrations significatives dans les stériles ont été observées dans le milieu et plus en bas dans la pente qui ont augmenté les teneurs en eau volumique jusqu'à des valeurs de 0,10. Après 12 jours de drainage les eaux d'infiltration ont atteint la deuxième CCE installée plus en profondeur dans la halde. Cette deuxième CCE a réussi à stocker toutes les eaux d'infiltration à cet endroit avec des teneurs en eau volumique supérieures à 0,35. Cependant, aucune infiltration significative dans la couche des stériles installée en bas de celle-ci n'a été observée à ce stade.

Après deux semaines de drainage libre, la deuxième CCE a dévié les eaux d'infiltration qui s'étaient infiltrées lors de la rupture des effets de barrière capillaire au niveau de l'interface entre la première CCE et les stériles. Les eaux sont déviées par les effets de barrière capillaire et sous l'effet la pente jusqu'au drain. L'installation de cette deuxième CCE s'est avérée utile dans le cas de la dissipation des effets de barrière capillaire suite à une surpression interstitielle au niveau de l'interface.

Les conclusions de cette investigation numérique préliminaire sont prometteuses pour une utilisation de cette nouvelle technique dans la restauration de haldes à stériles. D'après cette étude, plusieurs paramètres contrôlent la performance de déviation latérale de la CCE dont le degré d'inclinaison des couches, leurs épaisseurs et le taux de recharge. Cependant les paramètres jugés les plus importants sont les propriétés hydriques des matériaux utilisés dans la configuration du

modèle. Plus le contraste hydrique des matériaux est grand, plus les effets de barrière capillaire sont solides et plus la performance de la CCE augmente. Dans le cas étudié dans ce projet, un sable fin et des stériles miniers tamisés à 0-50 mm avec une bonne portion de particules fines ont été utilisés. Dans la réalité, la granulométrie des stériles miniers est beaucoup plus étalée avec des particules allant jusqu'à des tailles métriques. Cela peut être avantageux pour avoir un plus grand contraste avec le matériau fin et qui pourrait augmenter la capacité de déviation latérale de la CCE, mais d'un autre côté, les écoulements préférentiels pourraient être favorisés dans ce genre de matériau.

D'après les résultats de la simulation numérique d'une halde à stériles avec des dimensions réelles, la CCE située au sommet de modèle peut réussir à dévier une grande portion de la quantité d'eau injectée. Cependant, si le taux de précipitation est élevé, les effets de barrière capillaire peuvent disparaître et entraîne une infiltration au point DDL. Dans cette étude, la longueur effective du bris capillaire pour l'événement testé est d'environ 10-15m. Dans la perspective d'utiliser cette technique pour la restauration d'une halde à stériles miniers, vu que les contraintes de la stabilité géotechnique contrôlent le degré d'inclinaison ainsi que l'utilisation des couches de matériaux fin ayant des grandes épaisseurs est plus dispendieux, il est recommandé d'installer plusieurs couches de matériau fin d'une inclinaison de 5% au fur et à mesure de la construction de la halde. Le matériau fin peut être un sable fin ou un autre matériau fin à condition qu'il ne soit pas générateur d'acidité (ex : résidus désulfuré). Il est également recommandé d'utiliser des stériles non générateurs surtout dans la couche supérieure de la halde dans la mesure d'éviter toute génération de DMA dans le cas où les effets de barrière capillaire disparaissent à cause d'une surpression interstitielle au sein de la CCE ou d'un événement pluvial extrême.

## **CHAPITRE 6 : CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS**

L'étude présentée dans ce mémoire avait pour but d'évaluer la capacité d'une couche de contrôle d'eau (CCE) à dévier l'eau en utilisant les effets de barrière capillaire. Les performances de cette méthode ont été testées à l'aide d'un modèle physique au laboratoire suivi d'une modélisation numérique.

Le modèle physique utilisé dans cette étude avait pour objectif de simuler le recouvrement de stériles miniers non générateurs d'acide par une couche de contrôle d'eau constituée d'un sable fin. Ce recouvrement a été testé sous différentes conditions : variation de l'inclinaison ( $0^\circ$ ,  $3^\circ$ ,  $10^\circ$  et  $20^\circ$ ), différentes épaisseurs de la couche de sable (25, 50 et 75 cm) et différentes intensités de précipitation. Ainsi 24 scénarios ont été simulés et les résultats issus des modélisations physiques au laboratoire ont permis de tirer les conclusions suivantes :

- Le degré d'inclinaison a un effet majeur sur la variation des teneurs en eau volumique dans la CCE; ainsi l'augmentation du degré d'inclinaison a engendré une désaturation dans la partie en haut de la pente via la déviation de l'eau jusqu'à la partie située en bas de la pente qui se retrouve avec des teneurs en eau volumiques très élevées dans tous les niveaux de la CCE et une saturation complète particulièrement au niveau de l'interface. Les volumes d'eau de percolation récoltés en bas du modèle ont permis de conclure que l'augmentation de la pente engendre une déviation latérale et par conséquent, une augmentation de la longueur de bris capillaire. De ce fait, la localisation du point DDL est proportionnelle au degré d'inclinaison et qui se situe de plus en plus en bas de la pente.
- L'augmentation du taux de précipitation a engendré une augmentation de la quantité d'eau qui s'est infiltré dans la couche de stériles et une réduction de la quantité d'eau transportée le long de la CCE. Le calcul des volumes d'eau recueillis en bas du modèle a montré que la capacité de déviation latérale de la CCE varie de façon inversement proportionnelle par rapport au taux de précipitation. Plus on applique un taux de précipitation important moins la capacité déviation est importante et la longueur de déviation latérale est petite.
- L'épaisseur de la couche de sable a un impact direct sur la performance du recouvrement toutefois son degré d'influence est moins prononcé par rapport aux autres paramètres

(inclinaison et taux de précipitation). L'augmentation de l'épaisseur de la CCE augmente davantage sa capacité de stockage. Cette dernière varie de façon proportionnelle par rapport à l'épaisseur de la CCE. Plus l'épaisseur de cette dernière est grande plus son taux de stockage, par rapport au volume d'eau injecté augmente. Dans le cas incliné, l'augmentation de l'épaisseur de la CCE affecte sa capacité de déviation du fait qu'une partie de l'eau injectée durant le mouillage est déviée par la couche de sable sous l'effet de la pente sans atteindre l'interface.

Les simulations numériques ont été réalisées à l'aide du code numérique SEEP/W 2016 dans le but de reproduire les essais de laboratoire. Tous les scénarios ont été reproduits avec les mêmes dimensions réelles ainsi que toutes les conditions d'inclinaison, d'épaisseur et des teneurs en eau volumiques initiales avant d'appliquer les différents taux de précipitation. Les résultats issus de ces modélisations numériques ont permis de conclure que le modèle numérique permet de reproduire les tendances du comportement global du recouvrement sous les différentes conditions d'inclinaison, d'épaisseur et de taux de précipitation. Le modèle numérique a permis de simuler de façon adéquate le comportement hydrogéologique du recouvrement sous les différentes conditions. Le bon calage des deux modèles a permis de faire des extrapolations à grande échelle et simuler une CCE installée au sein d'une halde à stériles avec des dimensions réelles. Les résultats issus de cette modélisation ont permis de statuer sur la performance de cette nouvelle technique et proposer une configuration de la halde à stériles dans la perspective d'une restauration dans le cas réel.

Les résultats présentés dans ce mémoire ont démontré la capacité de la CCE à dévier l'eau et son efficacité comme une nouvelle technique de restauration. Cependant, plusieurs améliorations peuvent être apportées au modèle physique au laboratoire. Il est recommandé de:

- Utiliser des équipements (tel que les bougies poreuses couplées avec des capteurs de pression) et qui sont plus sensibles aux petites variations de la succion au lieu des Watermark afin de pouvoir analyser les variations de la succion dans le modèle testé pour différentes conditions d'inclinaison, d'épaisseur et de taux de recharge.
- Installer des points de récupération d'eau plus larges dans la partie située en bas de la pente pour évacuer toute l'eau déviée par la CCE et éliminer son accumulation en bas de la pente.
- Installer des tranches de récupération des eaux de percolation au lieu des points filtrants pour avoir plus d'exactitude sur la localisation de point DDL.

- Évaluer la performance du modèle physique au laboratoire sous des conditions de taux de précipitation très faible ou encore l'application d'un taux de recharge faible juste dans la partie située en haut de pente et considérer le reste de modèle comme une extension infinie. Cela permettra d'éviter l'accumulation des eaux de déviation et de ruissellement dans le bas de pente qui s'infiltreront en empruntant les parois de modèle.
- Évaluer l'efficacité de la CCE dans le modèle physique de laboratoire sous les conditions réelles du terrain.
- Évaluer l'influence des changements climatiques sur l'efficacité de la CCE à l'aide de la modélisation numérique à long terme.
- Refaire de la modélisation numérique 2D en utilisant des matériaux fins provenant de la mine et ayant un grand contraste hydrique avec les stériles miniers, plus grand que celui du sable afin de statuer sur l'effet de la nature de matériau sur la performance de la CCE.

## RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Akindunni, F. F., Gillham, R., & Nicholson, R. (1991). Numerical simulations to investigate moisture-retention characteristics in the design of oxygen-limiting covers for reactive mine tailings. *Canadian Geotechnical Journal*, 28(3), 446-451.
- Ali, I. B. H. (2013). Contribution à l'étude des sédiments marins tunisiens: cas des ports de Radès et de Gabès. École Centrale de Lille,
- Andrina, J. (2010). Physical and geochemical behavior of mine rock stockpiles in high rainfall environments. University of British Columbia,
- Aubertin, M., Bernier, L., & Bussière, B. (2002). Environnement et gestion des rejets miniers [ressource électronique]: manuel sur cédérom: Mont-Royal, Québec: Presses internationales Polytechnique.
- Aubertin, M., Bussière, B., Pabst, T., James, M., & Mbonimpa, M. (2016). Review of the reclamation techniques for acid-generating mine wastes upon closure of disposal sites. In *Geo-Chicago 2016* (pp. 343-358).
- Aubertin, M., Chapuis, R., Aachib, M., Bussière, B., Ricard, J., & Tremblay, L. (1995). Évaluation en laboratoire de barrières sèches construites à partir de résidus miniers. *Rapport MEND/NEDEM*, 2.
- Aubertin, M., Chapuis, R., Bouchentouf, A., & Bussière, B. (1997). Unsaturated flow modeling of inclined layers for the analysis of covers. Paper presented at the Proceedings of the 4th International Conference on Acid Rock Drainage (ICARD), Vancouver, BC.
- Aubertin, M., Fala, O., Bussière, B., Martin, V., Campos, D., Gamache-Rochette, A., Chapuis, R. (2002). Analyse des écoulements de l'eau en conditions non saturées dans les haldes à stériles. Paper presented at the Défis et perspectives: Symposium.
- Aubertin, M., Fala, O., Molson, J., Chouteau, M., Anterrieu, O., Hernandez, M. A., Lefebvre, R. (2008). Caractérisation du comportement hydrogéologique et géochimique des haldes à stériles. Paper presented at the Proceedings: Symposium.
- Aubertin, M., Fala, O., Molson, J., Gamache-Rochette, A., Lahmira, B., Martin, V., Chouteau, M. (2005). Évaluation du comportement hydrogéologique et géochimique des haldes à stériles. Paper



presented at the Proceedings of the Symposium sur l'Environnement et les Mines, Rouyn-Noranda, CD-Rom, CIM.

Aubertin, M., Mbonimpa, M., Bussière, B., & Chapuis, R. (2003). A model to predict the water retention curve from basic geotechnical properties. *Canadian Geotechnical Journal*, 40(6), 1104-1122.

Aubertin, M., Ricard, J.-F., & Chapuis, R. P. (1998). A predictive model for the water retention curve: application to tailings from hard-rock mines. *Canadian Geotechnical Journal*, 35(1), 55-69.

Awoh, A. S. (2012). Étude expérimentale du comportement géochimique de résidus miniers hautement sulfureux sous un recouvrement en eau: Université du Québec en Abitibi-Temiscamingue (Canada).

Azam, S., Wilson, G. W., Herasymuk, G., Nichol, C., & Barbour, L. S. (2007). Hydrogeological behaviour of an unsaturated waste rock pile: a case study at the Golden Sunlight Mine, Montana, USA. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 66(3), 259-268.

Barbour, S. L. (1998). Nineteenth Canadian Geotechnical Colloquium: The soil-water characteristic curve: a historical perspective. *Canadian Geotechnical Journal*, 35(5), 873-894.

Bathe, K.-J. (2001). The inf-sup condition and its evaluation for mixed finite element methods. *Computers & structures*, 79(2), 243-252.

Bathe, K. *Finite Element Procedures in Engineering Analysis*, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, NJ, 1982. In: Chap.

Belzile, N., Chen, Y.-W., Cai, M.-F., & Li, Y. (2004). A review on pyrrhotite oxidation. *Journal of Geochemical Exploration*, 84(2), 65-76.

Benzaazoua, M., Bussière, B., Demers, I., Aubertin, M., Fried, É., & Blier, A. (2008). Integrated mine tailings management by combining environmental desulphurization and cemented paste backfill: Application to mine Doyon, Quebec, Canada. *Minerals engineering*, 21(4), 330-340.

Blowes, D., & Ptacek, C. (1994). Acid-neutralization mechanisms in inactive mine tailings. *Environmental geochemistry of sulfide mine-wastes*, 22, 271-292.

Blowes, D., Ptacek, C., Jambor, J., & Weisener, C. (2003). The geochemistry of acid mine drainage. *Treatise on geochemistry*, 9, 612.

- Bonelli, S. (2012). *Erosion des géomatériaux*. Edition Hermes Science.
- Bossé, B. (2014). *Évaluation du comportement hydrogéologique d'un recouvrement alternatif constitué de rejets calcaires phosphatés en climat semi-aride à aride*. Université du Québec en Abitibi-Témiscamingue,
- Bossé, B., Bussière, B., Hakkou, R., Maqsoud, A., & Benzaazoua, M. (2013). Assessment of phosphate limestone wastes as a component of a store-and-release cover in a semiarid climate. *Mine water and the environment*, 32(2), 152-167.
- Bréard Lanoix, M.-L. (2017). *Caractérisation des propriétés hydrogéologiques de la couche de contrôle des écoulements placée sur la halde à stériles expérimentale à la mine du lac Tio*. École Polytechnique de Montréal,
- Brooks, R., & Corey, T. (1964). *HYDRAU uc Properties Of Porous Media*. Hydrology Papers, Colorado State University.
- Buckingham, E. (1904). Contributions to our knowledge of the aeration of soils.
- Burdine, N. (1953). Relative permeability calculations from pore size distribution data. *Journal of Petroleum Technology*, 5(03), 71-78.
- Burenkova, V. (1993). Assessment of suffusion in non-cohesive and graded soils. *Filters in geotechnical and hydraulic engineering*. Balkema, Rotterdam, 357-360.
- Bussiere, B. (2007). Colloquium 2004: Hydrogeotechnical properties of hard rock tailings from metal mines and emerging geoenvironmental disposal approaches. *Canadian Geotechnical Journal*, 44(9), 1019-1052.
- Bussière, B., Aubertin, M., & Chapuis, R. P. (2003). The behavior of inclined covers used as oxygen barriers. *Canadian Geotechnical Journal*, 40(3), 512-535.
- Bussière, B., Aubertin, M., & Julien, M. (2001). Couvertures avec effets de barrière capillaire pour limiter le drainage minier acide: aspects théoriques et pratiques. *Vecteur environnement*, 34(3), 37-50.
- Bussière, B., Aubertin, M., Mbonimpa, M., Molson, J. W., & Chapuis, R. P. (2007). Field experimental cells to evaluate the hydrogeological behaviour of oxygen barriers made of silty materials. *Canadian Geotechnical Journal*, 44(3), 245-265.

- Bussière, B., Aubertin, M., Morel-Seytoux, H., & Chapuis, R. (1998). A laboratory investigation of slope influence on the behaviour of capillary barriers. Paper presented at the Proceedings of the 51st Canadian Geotechnical Conference, Edmonton, Alta.
- Bussière, B., Benzaazoua, M., Aubertin, M., & Mbonimpa, M. (2004). A laboratory study of covers made of low-sulphide tailings to prevent acid mine drainage. *Environmental Geology*, 45(5), 609-622.
- Bussière, B., Lelièvre, J., Ouellet, J., & Bois, D. (1995). Utilisation de résidus miniers désulfurés comme recouvrement pour prévenir le DMA: analyse technico-économique sur deux cas réels. Paper presented at the Proceedings of Sudbury'95, Conference on Mining and the Environment, Ed. Hynes TP & Blanchette MC, Sudbury, Ontario.
- Bussière, B., Maqsoud, A., Aubertin, M., Martschuk, J., McMullen, J., & Julien, M. (2006). Performance of the oxygen limiting cover at the LTA site, Malartic, Quebec. *CIM Bulletin*, 1(6), 1-11.
- Bussière, B., Nicholson, R., Aubertin, M., & Benzaazoua, M. (1997). Evaluation of the effectiveness of covers built with desulfurized tailings for preventing Acid Mine Drainage. Paper presented at the Proceedings of the 50th Canadian Geotechnical Conference, Ottawa, Ont.
- Bussière, B., Potvin, R., Dagenais, A.-M., Aubertin, M., Maqsoud, A., & Cyr, J. (2009). Restauration du site minier Lorraine, Latulipe, Québec: Résultats de 10 ans de suivi. *Déchets Sci Et Tech*, 54, 49-64.
- Bussière, B., Wilson, G., & Maqsoud, A. (2007). Store-and-release and store-divert-and-release covers. *Rapport PERCAN*, chapitre, 3.
- Bussière, B (1999) Etude de comportement hydrique de couvertures avec effets de barrières capillaires inclinées à l'aide de modélisations physiques et numériques
- Chapuis, R. (2010). Influence of element size in numerical studies of seepage: large-scale or regional studies. *Geotechnical news*, 28(4), 31-34.
- Chapuis, R. P. (1992). Similarity of internal stability criteria for granular soils. *Canadian Geotechnical Journal*, 29(4), 711-713.

- Chapuis, R. P. (2004). Predicting the saturated hydraulic conductivity of sand and gravel using effective diameter and void ratio. *Canadian Geotechnical Journal*, 41(5), 787-795.
- Chapuis, R. p. (2012a). GROUNDWATER-Influence of element size in numerical studies of seepage: Small-scale details. *Geotechnical news*, 30(1), 32.
- Chapuis, R. P. (2012b). GROUNDWATER-Influence of element size in numerical studies of seepage: Unsaturated zones, transient conditions. *Geotechnical news*, 30(4), 34.
- Chapuis, R. P. (2012c). Influence of element size in numerical studies of seepage: Unsaturated zones, steady-state. *Geotechnical news*, 30(3), 30.
- Chapuis, R. P., & Aubertin, M. (2003). On the use of the Kozeny Carman equation to predict the hydraulic conductivity of soils. *Canadian Geotechnical Journal*, 40(3), 616-628.
- Chapuis, R. P., Chenaf, D., Bussière, B., Aubertin, M., & Crespo, R. (2001). A user's approach to assess numerical codes for saturated and unsaturated seepage conditions. *Canadian Geotechnical Journal*, 38(5), 1113-1126.
- Chapuis, R. P., Contant, A., & Baass, K. A. (1996). Migration of fines in 0 20 mm crushed base during placement, compaction, and seepage under laboratory conditions. *Canadian Geotechnical Journal*, 33(1), 168-176.
- Chapuis, R. P., & Legare, P.-P. (1992). A simple method for determining the surface area of fine aggregates and fillers in bituminous mixtures. In *Effects of aggregates and mineral fillers on asphalt mixture performance*: ASTM International.
- Chapuis, R. P., Masse, I., Madinier, B., & Aubertin, M. (2006). A drainage column test for determining unsaturated properties of coarse materials.
- Childs, E. C., & Collis-George, N. (1950). The permeability of porous materials. Paper presented at the Proceedings of the Royal Society of London A: Mathematical, Physical and Engineering Sciences.
- Cifuentes, E., Aubertin, M., Chapuis, R., Molson, J., & Bussiere, B. (2006). Analyses of the water déviation length of inclined, layered soil covers. Paper presented at the Proceedings of the 59th Canadian Geotechnical Conference and the 7th Joint CGS/IAH-CNC Groundwater Specialty Conference, Sea to Sky Geotechnique, Vancouver, BC.

- Corey, J. C., & Horton, J. (1968). Movement of Water Tagged With 2H, 3H, and 18O Through Acidic Kaolinitic Soil 1. *Soil Science Society of America Journal*, 32(4), 471-475.
- Cosset, G. (2009). Comportement hydrogéologique d'une couverture monocouche sur des résidus miniers sulfureux: Essais en colonne et simulations numériques. *École Polytechnique de Montréal*,
- Crawford, K. M. (2013). Determination of bulk density of rock core using standard industry methods.
- Dagenais, G. R., Pogue, J., Fox, K., Simoons, M. L., & Yusuf, S. (2006). Angiotensin-converting-enzyme inhibitors in stable vascular disease without left ventricular systolic dysfunction or heart failure: a combined analysis of three trials. *The Lancet*, 368(9535), 581-588.
- Delage, P., Sultan, N., & Cui, Y. J. (2000). On the thermal consolidation of Boom clay. *Canadian Geotechnical Journal*, 37(2), 343-354.
- Demers, I. (2008). Performance d'une barrière à l'oxygène constituée de résidus miniers faiblement sulfureux pour contrôler la production de drainage minier acide. *Université du Québec en Abitibi-Témiscamingue*,
- Demers, I., Benzaazoua, M., Mbonimpa, M., Bouda, M., Bois, D., & Gagnon, M. (2015). Valorisation of acid mine drainage treatment sludge as remediation component to control acid generation from mine wastes, part 1: material characterization and laboratory kinetic testing. *Minerals engineering*, 76, 109-116.
- Demers, I., Bussiere, B., Mbonimpa, M., & Benzaazoua, M. (2009). Oxygen diffusion and consumption in low-sulphide tailings covers. *Canadian Geotechnical Journal*, 46(4), 454-469.
- Dhatt, G., & Sergent, P. *Éléments finis et hydraulique numérique*.
- Di Stefano, C., Ferro, V., & Mirabile, S. (2010). Comparison between grain-size analyses using laser diffraction and sedimentation methods. *biosystems engineering*, 106(2), 205-215.
- Dias, D., & Kastner, R. (2005). Modélisation numérique de l'apport du renforcement par boulonnage du front de taille des tunnels. *Canadian Geotechnical Journal*, 42(6), 1656-1674.
- Droniuc, N. (2001). Développement et applications géotechniques du calcul à la rupture par la méthode des éléments finis. *Ecole Nationale des Ponts et Chaussées*,

- École polytechnique de Montréal. Département des génies civil, g. e. d. m., & Bédard, C. (2003). Étude de laboratoire sur les propriétés hydriques non saturées de sols sableux.
- Elberling, B. (2005). Temperature and oxygen control on pyrite oxidation in frozen mine tailings. *Cold Regions Science and Technology*, 41(2), 121-133.
- Éthier, M.-P., Bussière, B., Benzaazoua, M., Nicholson, R. V., & Garneau, P. (2010). Potential of contaminated neutral drainage generation from waste rock at Raglan. Paper presented at the Proceedings of the Canadian Geotechnical Conference Geo.
- Fala, O., Molson, J., Aubertin, M., & Bussière, B. (2005). Numerical modelling of flow and capillary barrier effects in unsaturated waste rock piles. *Mine water and the environment*, 24(4), 172-185.
- Ferro, V., & Mirabile, S. (2009). Comparing particle size distribution analysis by sedimentation and laser diffraction method. *Journal of Agricultural Engineering*, 40(2), 35-43.
- Fredlund, D., Xing, A., & Huang, S. (1994). Predicting the permeability function for unsaturated soils using the soil-water characteristic curve. *Canadian Geotechnical Journal*, 31(4), 533-546.
- Fredlund, D. G., & Xing, A. (1994). Equations for the soil-water characteristic curve. *Canadian Geotechnical Journal*, 31(4), 521-532.
- Fry, J., Degoutte, G., & Goubet, A. (1997). L'érosion interne: typologie, détection et réparation. *Barrages & réservoirs*, 6, 126.
- Gardner, W. (1958). Some steady-state solutions of the unsaturated moisture flow equation with application to evaporation from a water table. *Soil science*, 85(4), 228-232.
- Garner, S., & Sobkowicz, J. (2002). Internal instability in gap-graded cores and filters. Paper presented at the Proceedings of the Canadian Dam Association Annual Conference.
- Hernandez, M. (2007). Une étude expérimentale des propriétés hydriques des roches stériles et autres matériaux à granulométrie étalée. Mémoire de maîtrise. Département des génies civil, géologique et des mines. École Polytechnique de Montréal, Canada.
- Hillel, D. (1980). *Fundamentals of Soil Physics Academic*. San Diego, CA.
- Humber, A. (1997). Separation of sulphide minerals from mill tailings. *Land Contamination & Reclamation*, 5(2), 109-116.

Huyakorn, P. S., Lester, B. H., & Faust, C. R. (1983). Finite element techniques for modeling groundwater flow in fractured aquifers. *Water Resources Research*, 19(4), 1019-1035.

Istomina, V. (1957). Filtration stability of soils. Gostroizdat, Moscow, Leningrad, 15.

Kalonji, A. K. (2015). Restauration de sites miniers: Étude du comportement hydrogéologique de couvertures avec effets de barrière capillaire faites de matériaux miniers: Éditions universitaires européennes.

Kämpf, M., Holfelder, T., & Montenegro, H. (2003). Identification and parameterization of flow processes in artificial capillary barriers. *Water Resources Research*, 39(10).

Kezdi, A. (1979). Soil physics. *Developments in Geotechnical Engineering*; 25. In: Elsevier Science, Amsterdam, the Netherlands.

Knidiri, J. (2015). Évaluation de l'effet de la pente sur le comportement hydrogéologique d'un recouvrement alternatif de type stockage-relargage constitué de rejets calcaires phosphatés en climat aride. École Polytechnique de Montréal,

Knidiri, J., Bussière, B., Hakkou, R., Bossé, B., Maqsoud, A., & Benzaazoua, M. (2016). Hydrogeological behaviour of an inclined store-and-release cover experimental cell made with phosphate mine wastes. *Canadian Geotechnical Journal*, 54(1), 102-116.

Lafleur, J., Mlynarek, J., & Rollin, A. L. (1989). Filtration of broadly graded cohesionless soils. *Journal of Geotechnical Engineering*, 115(12), 1747-1768.

Le Guern, C., Conil, P., Clozel, B., Albrecht, M., Levacher, D., Proulhac, N, Baticle, P. (2004). Aide à la gestion alternative au rejet en mer de sédiments contaminés provenant du dragage de sites portuaires. Rapport final BRGM/RP-53470-FR.

Lehner, S., Savage, K., Ciobanu, M., & Cliffel, D. E. (2007). The effect of As, Co, and Ni impurities on pyrite oxidation kinetics: An electrochemical study of synthetic pyrite. *Geochimica et Cosmochimica Acta*, 71(10), 2491-2509.

Mady, A. Y., & Shein, E. (2017). Comparison Between Particle Size Distribution as a Predictor of Pedotransfer Functions using Laser Diffraction and Sedimentation Methods. *International Journal of Soil Science*, 12, 65-71.

- Mancarella, D., Doglioni, A., & Simeone, V. (2012). On capillary barrier effects and debris slide triggering in unsaturated layered covers. *Engineering geology*, 147, 14-27.
- Maqsoud, A., Bussière, B., Aubertin, M., & Mbonimpa, M. (2006). Modification of the predictive MK model to integrate hysteresis of the water retention curve. In *Unsaturated Soils 2006* (pp. 2465-2476).
- Maqsoud, A., Bussière, B., Aubertin, M., Plante, B., & Cyr, J. (2012). Tracer tests to evaluate hydraulic residence time in limestone drains: Case study of the Lorraine site, Latulipe, Québec, Canada. *International Journal of Mining, Reclamation and Environment*, 26(4), 275-291.
- Maqsoud, A., Bussière, B., Mbonimpa, M., & Aubertin, M. (2017). Comparison between the predictive modified Kovács model and a simplified one-point method measurement to estimate the water retention curve. *Archives of Agronomy and Soil Science*, 63(4), 443-454.
- Maqsoud, A., Bussière, B., Mbonimpa, M., Aubertin, M., & Wilson, W. (2007). Instrumentation and monitoring techniques for oxygen barrier covers used to control acid mine drainage. Paper presented at the Mining Industry Conference, CIM, Montréal.[CD-ROM].
- Maqsoud, A., Hakkou, R., & Benzaazoua, M. (2014). Influence of water retention curve hysteresis on the the behavior of a store-and-release cover. *Mise en garde*, 76.
- Maqsoud, A., Neculita, C. M., Bussière, B., Benzaazoua, M., & Dionne, J. (2016). Impact of fresh tailing deposition on the evolution of groundwater hydrogeochemistry at the abandoned Manitou mine site, Quebec, Canada. *Environmental Science and Pollution Research*, 23(9), 9054-9072.
- Marceau, D., Richard, D., Goulet, P., & Fafard, M. (2005). FESh++, une nouvelle approche orientée objet pour la simulation par éléments finis des problèmes multiphysiques. Paper presented at the Actes du septième colloque en calcul des structures, Giens, France.
- Martin, V., Aubertin, M., Bussiere, B., & Chapuis, P. (2004). Evaluation of unsaturated flow in mine waste rock. Paper presented at the 57th Canadian Geotechnical Conference and the 5th joint CGS-IAH Conference, Canadian Geotechnical Society.
- Mbonimpa, M., Aubertin, M., Chapuis, R., & Bussière, B. (2002). Practical pedotransfer functions for estimating the saturated hydraulic conductivity. *Geotechnical and Geological Engineering*, 20(3), 235-259.



- Mehl, S. (2006). Use of Picard and Newton iteration for solving nonlinear ground water flow equations. *Groundwater*, 44(4), 583-594.
- Merkus, H. G. (2009). Particle size measurements: fundamentals, practice, quality (Vol. 17): Springer Science & Business Media.
- Mermillod-Blondin, R., Mbonimpa, M., Benzaazoua, M., Bussière, B., Aubertin, M., Kongolo, M., & de Donato, P. (2005). La désulfuration environnementale pour une gestion intégrée des rejets de concentrateur générateurs de DMA. Paper presented at the Proceedings of the Symposium sur l'Environnement et les Mines II, The Canadian Institute of Mining, Metallurgy and Petroleum, Rouyn-Noranda.
- Mestat, P. (1993). Lois de comportement des géomatériaux et modélisation par la méthode des éléments finis. Étude et recherches des laboratoires des ponts et chaussées-série géotechnique (GT 52).
- Molson, J., Fala, O., Aubertin, M., & Bussière, B. (2005). Numerical simulations of pyrite oxidation and acid mine drainage in unsaturated waste rock piles. *Journal of Contaminant Hydrology*, 78(4), 343-371.
- Morel-Seytoux, H. (1994). Steady-state effectiveness of a capillary barrier on a sloping interface. Paper presented at the Proceedings of the 14th Hydrology Days Conference, Fort Collins, Colo.
- Morel-Seytoux, H. J., Meyer, P. D., Nachabe, M., Tournia, J., Genuchten, M. v., & Lenhard, R. J. (1996). Parameter equivalence for the Brooks-Corey and van Genuchten soil characteristics: Preserving the effective capillary drive. *Water Resources Research*, 32(5), 1251-1258.
- Morin, K. A., & Hutt, N. M. (1994). An empirical technique for predicting the chemistry of water seeping from mine-rock piles. Paper presented at the Proceedings of the international conference on the Abatement of Acidic Drainage.
- Morris, C. E., & Stormont, J. C. (1997). Capillary barriers and subtitle D covers: estimating equivalency. *Journal of Environmental Engineering*, 123(1), 3-10.
- Mualem, Y. (1976). A new model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media. *Water Resources Research*, 12(3), 513-522.

- Neculita, C.-M., Zagury, G. J., & Bussière, B. (2007). Passive treatment of acid mine drainage in bioreactors using sulfate-reducing bacteria. *Journal of Environmental Quality*, 36(1), 1-16.
- Ng, C. W., Liu, J., Chen, R., & Xu, J. (2015). Physical and numerical modeling of an inclined three-layer (silt/gravelly sand/clay) capillary barrier cover system under extreme rainfall. *Waste Management*, 38, 210-221.
- Nicholson, R. V., & Scharer, J. M. (1994). Laboratory studies of pyrrhotite oxidation kinetics. In: ACS Publications.
- Nordstrom, D. K., & Alpers, C. (1999). Geochemistry of acid mine waters. *Reviews in economic geology*, 6, 133-160.
- Ouangrawa, M. (2007). Étude expérimentale et analyse numérique des facteurs qui influencent le comportement hydro-géochimique de résidus miniers sulfureux partiellement saturés: ProQuest.
- Ouangrawa, M., Aubertin, M., Molson, J., Zagury, G., & Bussière, B. (2005). An evaluation of the elevated water table concept using laboratory columns with sulphidic tailings. Paper presented at the Proceedings of Geosask2005, 58th Canadian Geotechnical conference and 6th Joint IAHCNC, Saskatoon.
- Ouangrawa, M., Aubertin, M., Molson, J. W., Bussière, B., & Zagury, G. J. (2010). Preventing acid mine drainage with an elevated water table: Long-term column experiments and parameter analysis. *Water, Air, & Soil Pollution*, 213(1-4), 437-458.
- Ouangrawa, M., Molson, J., Aubertin, M., Zagury, G., & Bussière, B. (2006). The effect of water table elevation on acid mine drainage from reactive tailings: a laboratory and numerical modeling study. Paper presented at the 7th International Conference on Acid Rock Drainage.(St. Louis, Missouri). This conference.
- Pabst, T. (2011). Etude expérimentale et numérique du comportement hydro-géochimique de recouvrements placés sur des résidus sulfureux partiellement oxydés: Ecole Polytechnique, Montreal (Canada).

- Pabst, T. (2014). Column Tests to Characterise the Hydrogeochemical Response of Pre-oxidised Acid-Generating Tailings with a Monolayer Cover. *Water, Air, and Soil Pollution*, v. 225(no. 2), pp. 1841-1841-2014 v.1225 no.1842. doi:10.1007/s11270-013-1841-5
- Paniconi, C., & Putti, M. (1994). A comparison of Picard and Newton iteration in the numerical solution of multidimensional variably saturated flow problems. *Water Resources Research*, 30(12), 3357-3374.
- Peregoedova, A. (2012). Étude expérimentale des propriétés hydrogéologiques des roches stériles à une échelle intermédiaire de laboratoire. École Polytechnique de Montréal,
- Plante, B., Bussière, B., & Benzaazoua, M. (2012). Static tests response on 5 Canadian hard rock mine tailings with low net acid-generating potentials. *Journal of Geochemical Exploration*, 114, 57-69.
- Plante, B., Bussière, B., & Benzaazoua, M. (2014). Lab to field scale effects on contaminated neutral drainage prediction from the Tio mine waste rocks. *Journal of Geochemical Exploration*, 137, 37-47.
- Plumlee, G. S., Smith, K., Montour, M., Ficklin, W., & Mosier, E. (1999). Geologic controls on the composition of natural waters and mine waters draining diverse mineral-deposit types. The environmental geochemistry of mineral deposits. Part B: case studies and research topics, 6, 373-432.
- Qian, T., Huo, L., & Zhao, D. (2010). Laboratory investigation into factors affecting performance of capillary barrier system in unsaturated soil. *Water, Air, and Soil Pollution*, 206(1-4), 295-306.
- Quiot, F. (2008). Recommandations relatives au choix entre modèle analytique et numérique dans le cadre de l'étude du transfert de polluants dans les sols et les eaux souterraines. Rapport d'étude Numéro DRC-08-86031-00620A du, 31(01), 2008.
- Rahardjo, H., Santoso, V. A., Leong, E. C., Ng, Y. S., & Hua, C. J. (2011). Performance of an instrumented slope covered by a capillary barrier system. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 138(4), 481-490.
- Richards, L. A. (1931). Capillary conduction of liquids through porous mediums. *Physics*, 1(5), 318-333.

- Rijtema, P. E. (1965). An analysis of actual evapotranspiration: Center for Agricultural Publications and Documentation.
- Ross, B. (1990). The déviation capacity of capillary barriers. *Water Resources Research*, 26(10), 2625-2629.
- Ross, P. J., & Bristow, K. L. (1990). Simulating water movement in layered and gradational soils using the Kirchhoff transform. *Soil Science Society of America Journal*, 54(6), 1519-1524.
- Sawada, M., Mimura, M., & Yoshimura, M. (2017). Infiltration control using capillary barriers for conservation of historical tumulus mounds. *Japanese Geotechnical Society Special Publication*, 5(2), 5-10.
- Schneider, C., Velea, M. N., Kazemahvazi, S., & Zenkert, D. (2015). Compression properties of novel thermoplastic carbon fibre and poly-ethylene terephthalate fibre composite lattice structures. *Materials & Design* (1980-2015), 65, 1110-1120.
- Seegerlind, L. J. (1984). *Applied finite element analysis*: John Wiley & Sons Inc.
- Smith, K. S., Plumlee, G. S., & Ficklin, W. H. (1994). Predicting water contamination from metal mines and mining wastes; notes from a workshop presented at the International land reclamation and mine drainage conference and the Third international conference on the Abatement of acidic drainage, Pittsburgh, Pennsylvania, April 24, 1994 (2331-1258).
- Southen, J. M., & Rowe, R. K. (2004). Investigation of the behavior of geosynthetic clay liners subjected to thermal gradients in basal liner applications. Paper presented at the *Advances in Geosynthetic Clay Liner Technology: 2nd Symposium*.
- Steenhuis, T. S., Parlange, J., & Kung, K. J. S. (1991). Comment on “The déviation capacity of capillary barriers” by Benjamin Ross. *Water Resources Research*, 27(8), 2155-2156.
- Tami, D., Rahardjo, H., Leong, E.-C., & Fredlund, D. G. (2004). Design and laboratory verification of a physical model of sloping capillary barrier. *Canadian Geotechnical Journal*, 41(5), 814-830.
- Tassé, N., Germain, M., & Bergeron, M. (1994). Composition of Interstitial Gases in Wood Chips Deposited on Reactive Mine Tailings: Consequences for Their Use as an Oxygen Barrier. In: *ACS Publications*.

- Terzaghi, K. (1939). 45th James Forrest Lecture, 1939. Soil Mechanics-A New Chapter In Engineering Science. Journal of the Institution of Civil Engineers, 12(7), 106-142.
- THIEBOT, J., Guillou, S., Brun-Cottan, J.-C., & Camuzard, J.-P. (2007). Calcul de stabilité des berges d'un canal: Application au réseau de canaux de la Sèvre Niortaise. 18ème Congrès Français de Mécanique (Grenoble 2007).
- Trottier, N. (2014). Modélisation des écoulement en milieux poreux fracturés: estimation des parametres par approche inverse multi-échelle. Strasbourg,
- Van Genuchten, M. T. (1980). A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. Soil Science Society of America Journal, 44(5), 892-898.
- Van Genuchten, M. T., Leij, F., & Yates, S. (1991). The RETC code for quantifying the hydraulic functions of unsaturated soils.
- Vauclin, M., & Vachaud, G. (1984). Transferts hydriques dans les sols non saturés, non homogènes. Paper presented at the Annales des Mines.
- Vopat, O. (2017). Modélisation des caractéristiques hydrogéologiques liées à une exploitation géothermique d'anciennes mines.
- Wan, C. F., & Fell, R. (2008). Assessing the potential of internal instability and suffusion in embankment dams and their foundations. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 134(3), 401-407.
- Wang, D. X., Abriak, N. E., Zentar, R., & Xu, W. (2012). Solidification/stabilization of dredged marine sediments for road construction. Environmental technology, 33(1), 95-101.
- Williams, D., Currey, N., Ritchie, P., & Wilson, G. (2003). Kidston waste rock dump design and "store and release" cover performance seven years on. Paper presented at the 6th International Conference on Acid Rock Drainage.
- Zhan, G., Aubertin, M., Mayer, A., Burke, K., & McMullen, J. (2001). Capillary cover design for leach pad closure. TRANSACTIONS-SOCIETY FOR MINING METALLURGY AND EXPLORATION INCORPORATED, 310, 104-110.
- Zienkiewicz, O., & Taylor, R. (1991). The Finite Element Method. Solid and Fluid Mechanics. Dynamics and Non-Linearity, Vol. II. In: McGraw-Hill, New York.

## **ANNEXE A - PROTOCOLE EXPÉRIMENTAL DE MONTAGE ET DE DÉMONTAGE DES COLONNES POUR LA MESURE DE LA CONDUCTIVITÉ HYDRAULIQUE SATURÉE ET LA COURBE DE RÉTENTION D'EAU**

Recommandations de Chapuis et al. (2006), et Hernandez (2007). Adapté des travaux d'Anna Peregoedova (2012)

1. Préparer une colonne ayant un diamètre intérieur supérieur à 6 fois la taille maximale des particules solides. Dans le cas de stériles miniers tamisés à 0-50, un diamètre de l'ordre de 30 cm et une hauteur d'environ 1,2 à 1,5 m sont suggérés.
2. Estimer la masse du matériau sec nécessaire pour remplir la colonne à la porosité désirée. Humidifier le matériau ( $w = 3\%$ ) et l'homogénéiser. Laisser l'échantillon (couvert) reposer au moins 24 heures pour assurer l'uniformité.
3. Peser la colonne vide avec tous les accessoires
4. Remplir la colonne avec de l'eau et vérifier son étanchéité. Peser la colonne remplie d'eau avec les accessoires. Vider la colonne et assécher.
5. Déposer la plaque perforée du bas puis le géotextile au fond de la colonne.
6. Mesurer le diamètre de la colonne et sa hauteur totale intérieure (avec la plaque perforée et le géotextile du bas). Cinq mesures pour chaque valeur sont suggérées.
7. Vérifier le bon fonctionnement des connexions à prises rapides (« quick connect ») pour les piézomètres
8. Remplir la colonne du matériau humide par couches de 5 à 7 cm d'épaisseur et peser chaque portion du matériau déposée. Il est préférable de déposer les plus grosses particules à la main de telle manière qu'elles ne touchent pas les parois de la colonne et qu'elles ne se touchent pas entre elles à fin d'éviter de créer des chemins préférentiels.
9. Compacter chaque couche du matériau en appliquant une surcharge uniforme avec une plaque rigide de grand diamètre. (Le nombre de coups doit être le même pour chaque couche).

10. Mesurer la distance entre le haut de la colonne et la surface du matériau compacté pour chaque couche déposée (Au moins 5 mesures). gratter la surface de la couche avant de déposer la couche suivante pour assurer un bon contact entre elles.
11. Installer les prises des capteurs de pression au fur et à mesure que la colonne se remplisse.
12. Une fois la colonne est remplie, déposer le géotextile et la plaque perforée sur le matériau en haut de la colonne. Appliquer une pression (permanente) en haut de la colonne (mettre des ressorts ou un support) avant de la fermer avec le couvercle rigide (à boulonner).
13. Peser la colonne remplie avec les accessoires.
14. Appliquer un écoulement du bas vers le haut et mesurer régulièrement la masse de la colonne au fur et à mesure de la saturation..
15. Continuer la saturation des matériaux jusqu'à atteindre un degré d'au moins 95%.
16. Réaliser les essais nécessaires sous conditions saturées (p. ex., mesure de la conductivité hydraulique saturée, essais de traceur, etc.).
17. Ouvrir la valve du bas pour permettre un drainage libre de la colonne et la récupération de l'effluent; la valve du haut doit alors être ouverte à la pression atmosphérique. Le tube de drainage placé à la base de la colonne maintient une charge hydraulique d'environ 10 cm.
18. Mesurer le débit de sortie en fonction du temps (mesures typiques à toutes les 10-30 seconds au départ, puis à des intervalles plus longs lorsque le débit diminue), ainsi que les valeurs de pression à des intervalles de 2-10 minutes au début de l'essai de drainage). Noter aussi régulièrement la masse de la colonne pendant le drainage.
19. Une fois le drainage terminé (il n'y a plus d'eau qui coule au bas de la colonne et plus de changement de la masse), on vérifie si l'état d'équilibre hydrostatique est atteint (i.e.  $z = \psi$ ) et on pèse le tout une dernière fois et on démonte la colonne (après avoir fermé la valve du bas).
20. Lors de démontage, il faut éviter de bouger ou appliquer toutes sortes de vibration sur la colonne afin de conserver la distribution d'eau à l'équilibre à travers la colonne. Vérifier que le tuyau de sortie est bien fermé.
21. Ouvrir le couvercle, et retirer la plaque perforée et le géotextile du haut. Mesurer la distance entre la surface du matériau et le haut de la colonne (au moins 5 mesures).
22. Récupérer le matériau par tranches horizontales de 5 à 7 cm. Mesurer la masse humide de chaque couche et la distance entre le haut de la colonne et la surface du matériau pour chaque couche.

23. A la base de la colonne, à proximité de la nappe libre, une eau libre est souvent présente à la surface du matériau. Absorber cette eau à l'aide d'un papier (qui doit être pesé avant et après) et additionner sa masse à la masse humide de la couche précédente.
24. Sécher le matériau humide au four pendant une période de 24 heures (à 105° C) et mesurer la masse du matériau sec pour chaque couche.
25. Déterminer la teneur en eau massique, le poids volumique, la porosité et la teneur en eau volumique pour chaque couche.
26. Noter la succion (i.e. l'élévation du matériau au-dessus de la nappe libre) au milieu de chaque couche.
27. Tracer le graphique de la CRE, i.e. succion  $\psi$  (élévation en cm) versus la teneur en eau volumique  $\theta$  (ou degré de saturation).
28. Utiliser toutes les notes prises durant l'essai à fin de pouvoir identifier certains problèmes potentiels lors de l'interprétation des mesures.



## ANNEXE B : AUTRES MESURE DE LA SUCCION AU LABORATOIRE

Tableau B- 1: Variations des succions dans les différentes couches du modèle pour le cas de 25 cm et 0° d'inclinaison

		Stériles				Stériles				Sable		
		ST1	ST2	ST3	ST4	ST5	ST6	ST7	ST8	SB1	SB2	SB3
Succion en Kpa	Avant	2	0	0	0	2	3	1	1	10	10	16
	1h	2	0	0	0	1	1	1	0	2	5	16
	1j	2	0	0	0	1	1	1	1	2	4	16
	2j	2	0	0	0	1	1	1	1	2	4	15
	1 semaine	1	0	0	0	1	1	0	0	3	5	16

Tableau B- 2: Variations des succions dans les différentes couches du modèle pour le cas de 25 cm et 3° d'inclinaison

		Stériles				Stériles				Sable		
		ST1	ST2	ST3	ST4	ST5	ST6	ST7	ST8	SB1	SB2	SB3
Succion en Kpa	Avant	1	1	0	0	2	3	1	1	10	12	15
	1h	1	0	0	0	1	1	1	0	2	5	15
	1j	1	0	0	0	1	1	1	1	2	5	16
	2j	1	0	0	0	1	1	1	1	1	4	15
	1 semaine	1	1	0	0	1	1	0	0	4	5	16

Tableau B- 3: Variations des succions dans les différentes couches du modèle pour le cas de 25 cm et 10° d'inclinaison

		Stériles				Stériles				Sable		
		ST1	ST2	ST3	ST4	ST5	ST6	ST7	ST8	SB1	SB2	SB3
Succion en Kpa	Avant	1	1	0	0	2	3	2	1	10	15	15
	1h	0	0	0	0	1	1	1	0	2	4	15
	1j	1	0	1	0	1	0	1	1	2	5	15
	2j	1	0	0	0	1	1	1	1	1	4	15
	1 semaine	1	1	1	0	1	1	0	0	4	5	16

Tableau B- 4: Variations des succions dans les différentes couches du modèle pour le cas de 25 cm et 20° d'inclinaison

		Stériles				Stériles				Sable		
		ST1	ST2	ST3	ST4	ST5	ST6	ST7	ST8	SB1	SB2	SB3
Succion en Kpa	Avant	0	1	0	0	2	2	2	1	10	15	15
	1h	0	0	0	0	1	1	1	0	2	4	15
	1j	0	0	1	0	1	0	1	1	2	5	15
	2j	1	0	0	0	1	0	1	1	1	4	15
	1 semaine	1	0	1	0	1	1	0	0	4	5	15

## **ANNEXE C : ETUDE DE CONVERGENCE ET EXEMPLES DE COMPARAISON DES RÉSULTATS DES RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX AVEC CEUX DE LA SIMULATION NUMÉRIQUE**

Dans les travaux de Chapuis (2010, 2012a, 2012b), cet auteur explique l'étude de convergence à faire pour les modèles numériques. D'abord la convergence en fonction de la taille des éléments et ensuite la convergence en fonction de la taille des pas de temps. Malgré que ces études sont longues à faire mais elles sont nécessaires pour avoir des résultats fiables.

Dans ces travaux, plusieurs simulations numériques ont été réalisées et l'auteur a prouvé que plus le maillage et la taille des pas de temps sont petits, plus la solution numérique est correcte. Cependant, ceci ne veut pas dire que nous devrions discrétiser finement tous les problèmes.

Les étapes à suivre sont présentées dans ce qui suit.

Premièrement, il faut avoir une première idée de la façon dont la charge hydraulique varie dans le système étudié. Pour une première évaluation, on peut utiliser un grand maillage, ce qui nous donnera une première solution approximative qu'il faut examiner et découvrez les zones à haute variations de  $h$ ,  $\theta$  et  $K$ . Ces zones sont celles où notre maillage doit être raffiné. Pour une deuxième évaluation, on peut utiliser des maillages plus petits dans les zones des hautes variations. En examinant la deuxième solution, il se peut que certains raffinements locaux sont toujours nécessaires. Une fois qu'on est satisfaits avec le dernier raffinement on peut préparer un maillage de vérification dans lequel la taille des éléments est égale à la moitié de la taille de dernier maillage.

Le maillage de vérification doit donner les mêmes résultats que le dernier maillage. Si cette condition est satisfaite, le dernier maillage est sélectionné.

Il est recommandé de faire l'étude de convergence en fonction de la taille des éléments dans un état stationnaire qui est plus rapide pour la résolution des problèmes car dans l'état transitoire la vérification de maillage sera environ quatre à neuf fois plus longue que dans l'état stationnaire et elle peut durer plusieurs heures. Une fois le choix de maillage s'avère être suffisant pour l'état stationnaire, il peut ensuite être utilisé dans des états transitoires pour lesquelles les incréments de temps doivent être sélectionnés pour assurer une bonne convergence à chaque temps.

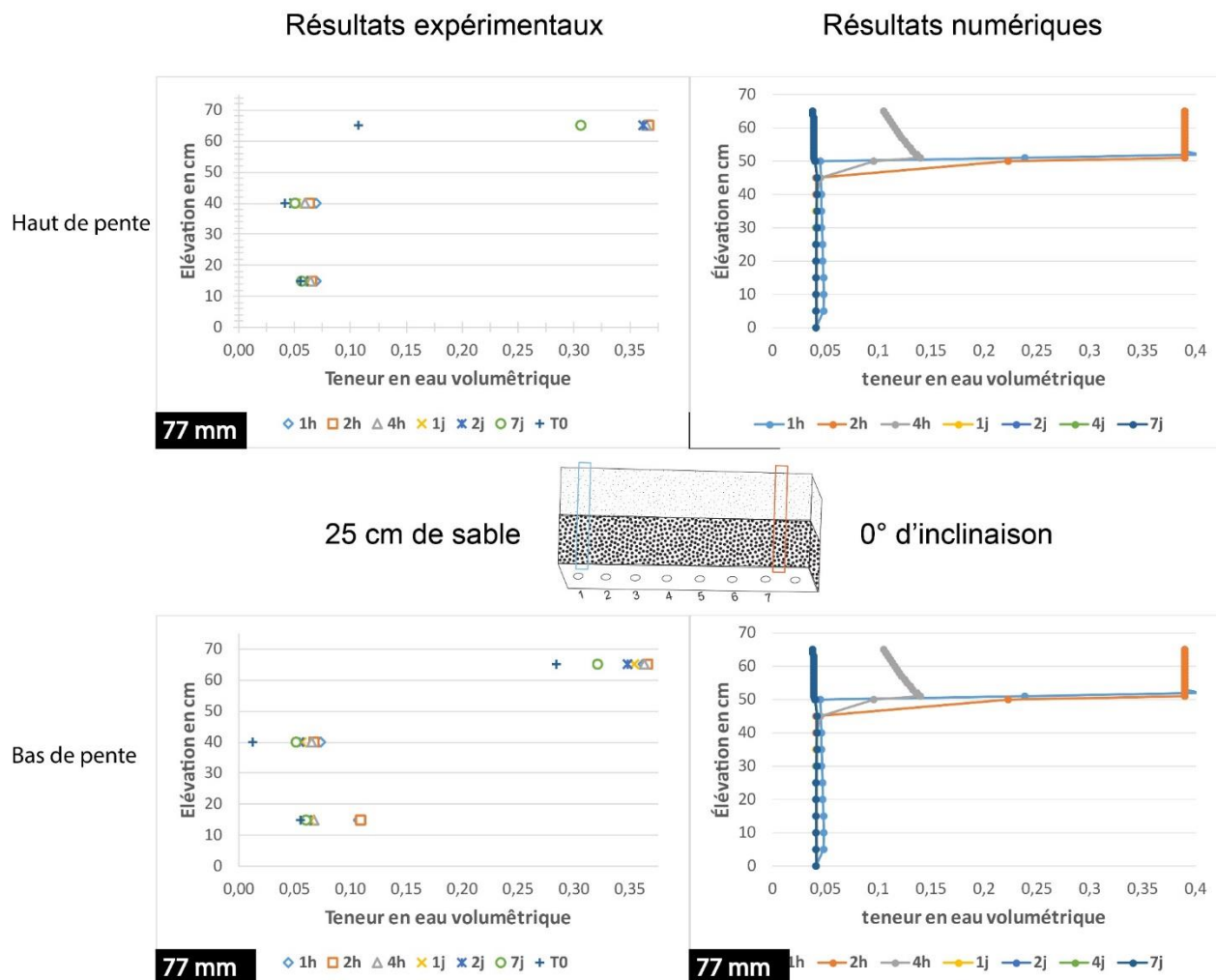


Figure C- 1 : Comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques pour le cas de 25 cm de sable et 0° d'inclinaison



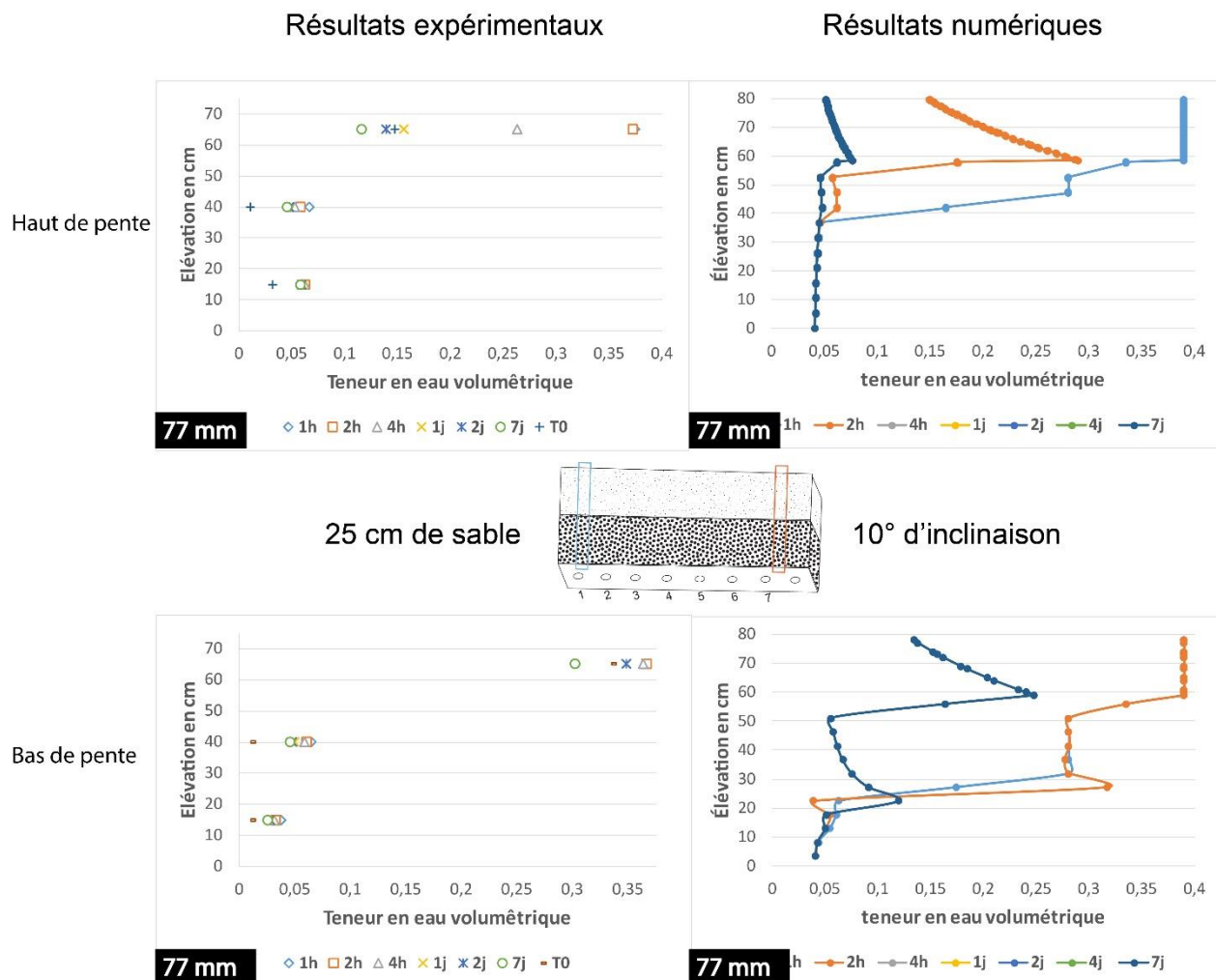


Figure C- 3 : Comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques pour le cas de 25 cm de sable et 10° d'inclinaison

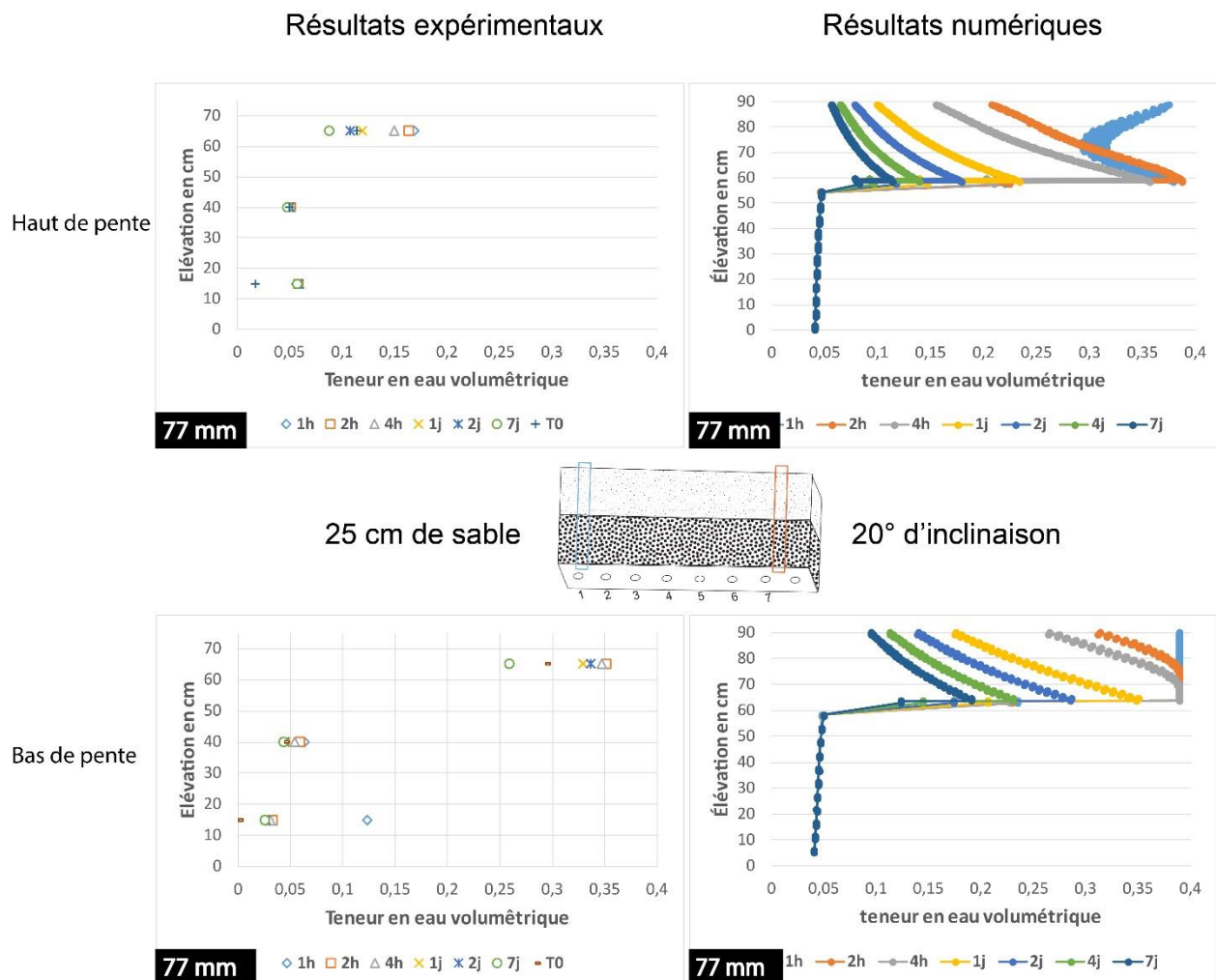


Figure C- 4 : Comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques pour le cas de 25 cm de sable et 20° d'inclinaison

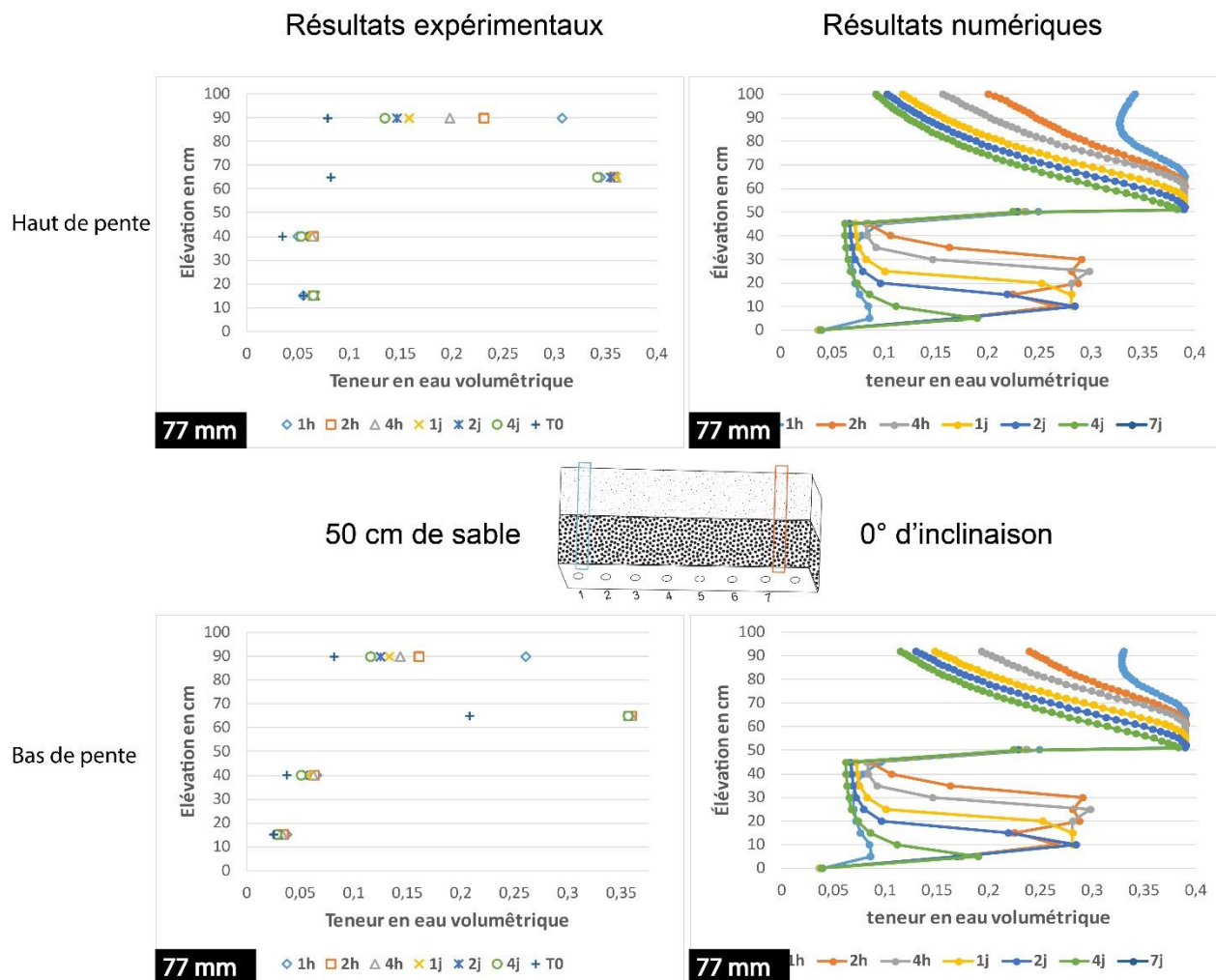


Figure C- 5 : Comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques pour le cas de 50 cm de sable et 0° d'inclinaison



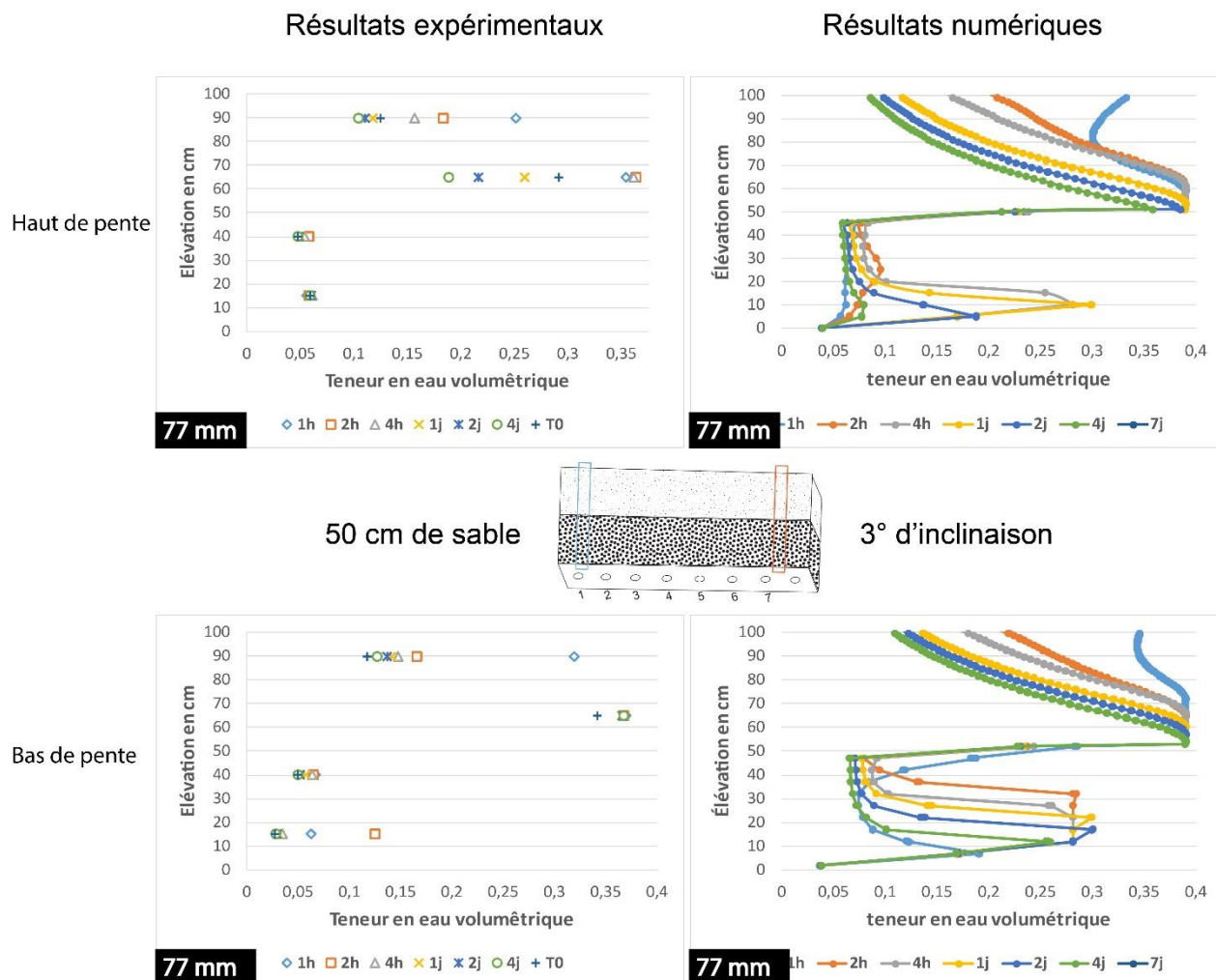


Figure C- 6 : Comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques pour le cas de 50 cm de sable et 3° d'inclinaison

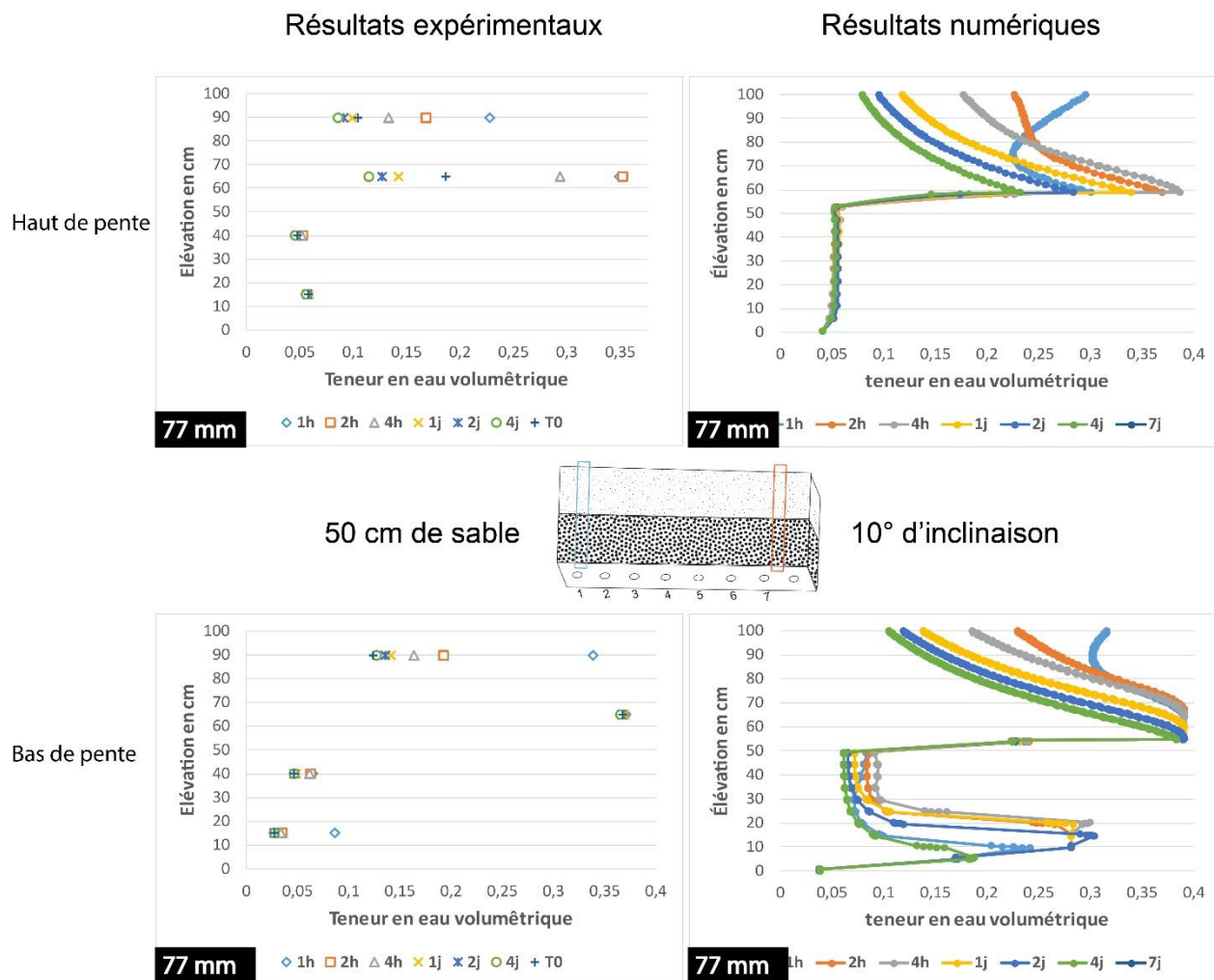


Figure C- 7 : Comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques pour le cas de 50 cm de sable et 10° d'inclinaison

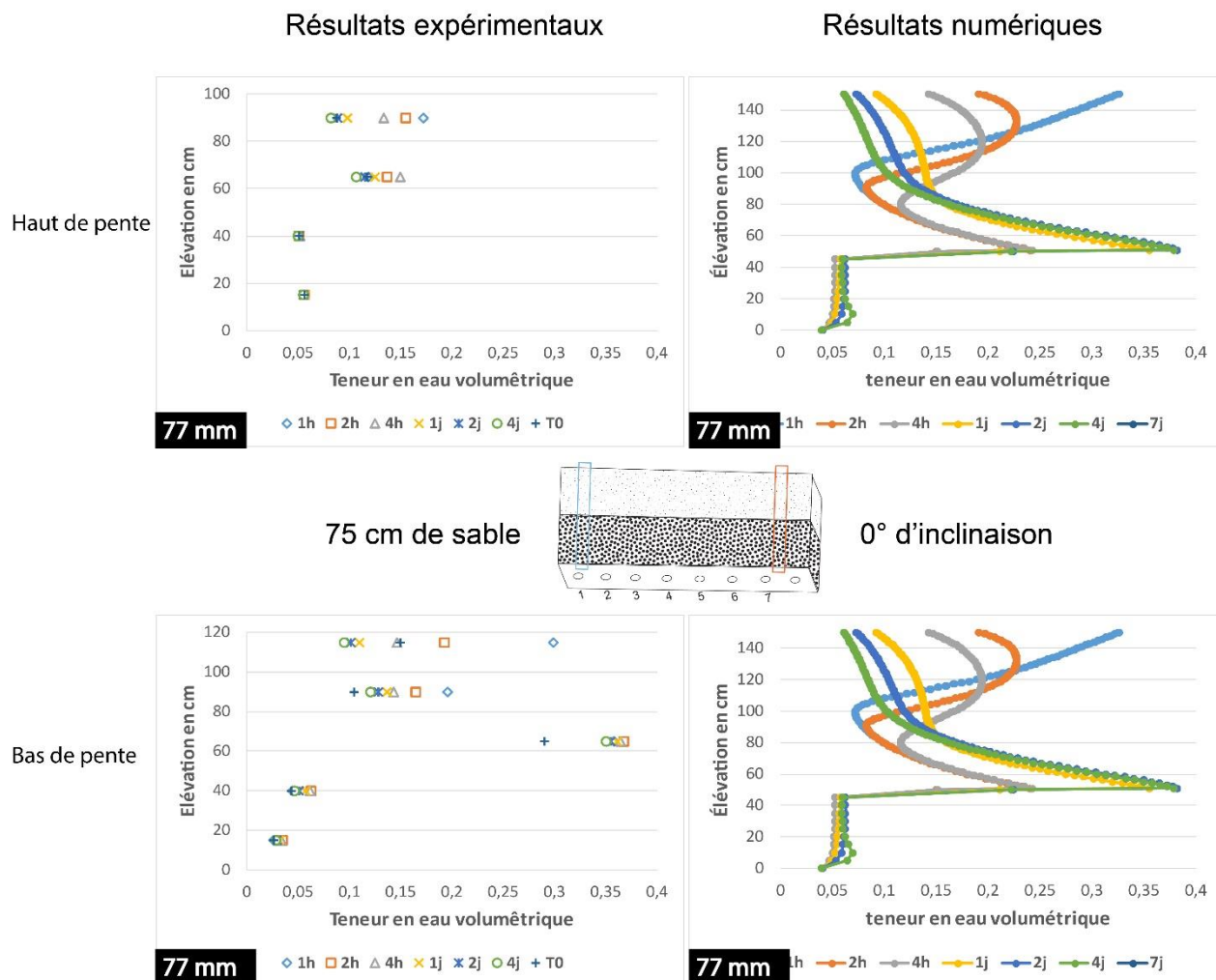


Figure C- 8 : Comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques pour le cas de 75 cm de sable et 0° d'inclinaison

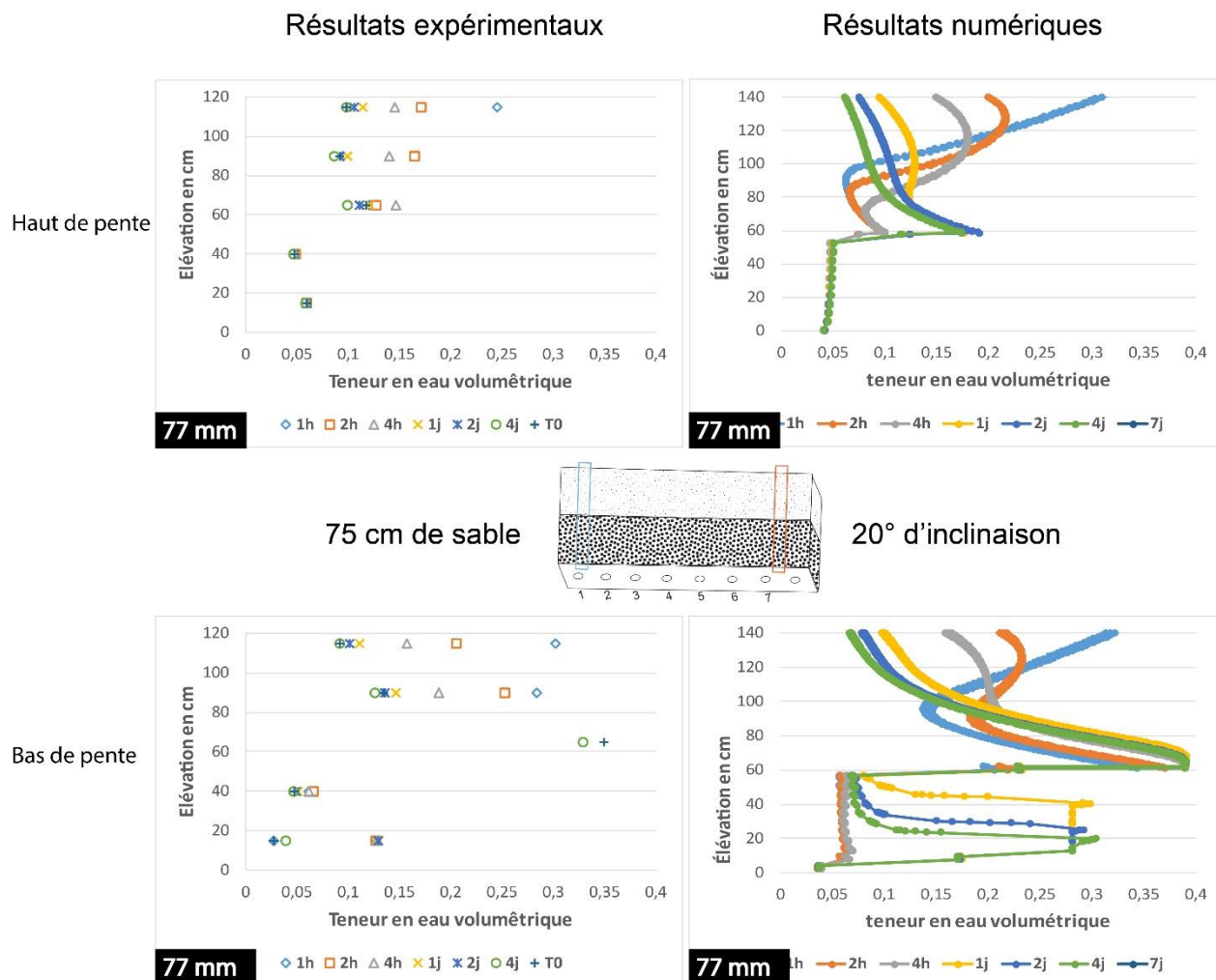


Figure C- 9 : Comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques pour le cas de 75 cm de sable et 20° d'inclinaison